



TITLE:

# 補強したコンクリート曲げ部材の 力学的性能と耐久性能に関する研 究( Dissertation\_全文 )

AUTHOR(S):

山本, 貴士

---

CITATION:

山本, 貴士. 補強したコンクリート曲げ部材の力学的性能と耐久性能に関する研究. 京都大学, 2001, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2001-03-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3183388>

RIGHT:

新制

工

1203

# 補強したコンクリート曲げ部材の 力学的性能と耐久性能に関する研究

2001 年 3 月

山本 貴士

# 補強したコンクリート曲げ部材の 力学的性能と耐久性能に関する研究

2001 年 3 月

山本 貴士

## 目次

第1章	序論	1
1.1	本論文の背景と目的	1
1.1.1	コンクリート構造物の性能	1
1.1.2	コンクリート構造物の補修・補強およびリハビリテーション	2
1.1.3	コンクリート構造物の補強	3
1.1.4	研究目的	4
1.2	本論文の構成	4
	参考文献	6
第2章	コンクリート構造物の補強に関する既往の研究	9
2.1	補強の考え方	9
2.1.1	補強の目的	9
2.1.2	靱性	10
2.1.3	復元特性	10
2.2	コンクリート構造物の各種補強工法に関する既往の研究	11
2.2.1	補強工法の分類	11
2.2.2	補強部材の力学的性能に影響を与える種々の要因	16
2.3	補強構造物の力学的性能とその経時変化	19
2.3.1	腐食にともなう鉄筋の機械的性質および鉄筋とコンクリートの付着の低下	19
2.3.2	腐食鉄筋を有する RC 部材の力学的特性	21
2.3.3	鉄筋腐食が補強部材の力学的性能に与える影響	22
	参考文献	23
第3章	軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強	29
3.1	はじめに	29



3.2 既存部と補強部コンクリートの打継面の性状がコンクリート巻立て補強部材の力学的特性に与える影響.....	30
3.2.1 実験概要.....	30
3.2.2 打継面処理方法の違いが軸方向プレストレスの導入量に与える影響.....	34
3.2.3 ひび割れ性状および終局時破壊原因.....	35
3.2.4 荷重-変位および曲げモーメント-曲率曲線.....	37
3.2.5 離散型要素を用いた有限要素解析.....	39
3.2.6 靱性および復元特性.....	42
3.2.7 断面高さ方向のひずみ分布.....	45
3.2.8 セン断補強筋ひずみ.....	45
3.3 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形性状.....	49
3.3.1 実験概要.....	49
3.3.2 軸方向プレストレスの導入量.....	54
3.3.3 ひび割れ性状、破壊形式および荷重-変位曲線.....	57
3.3.4 靱性.....	65
3.3.5 復元特性.....	72
3.4 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強に関する性能のまとめ.....	76
3.5 本章のまとめ.....	77
参考文献.....	79

## 第4章 炭素繊維シート補強部材の力学的挙動に与える鉄筋腐食の影響.....81

4.1 はじめに.....	81
4.2 炭素繊維シート曲げ補強部材の変形挙動に与える鉄筋腐食の影響.....	81
4.2.1 実験概要.....	82
4.2.2 腐食量測定結果.....	85
4.2.3 腐食鉄筋の引張試験.....	86
4.2.4 断面内の腐食ひび割れ状況.....	86
4.2.5 離散型要素を用いた二次元有限要素解析.....	88
4.2.6 曲げ試験.....	90

4.3	炭素繊維シート横拘束曲げ部材の変形挙動に与える鉄筋腐食の影響.....	95
4.3.1	実験概要.....	95
4.3.2	腐食鉄筋の引張試験.....	99
4.3.3	はりの曲げ載荷試験.....	99
4.3.4	腐食鉄筋を有する炭素繊維シート横拘束曲げ部材の破壊形式.....	104
4.4	鉄筋腐食部材への炭素繊維シート補強の適用性と力学的性能の経時変化.....	110
4.5	本章のまとめ.....	112
	参考文献.....	114
第5章	結論.....	117
	謝辞.....	121

# 第1章 序論

## 1.1 本論文の背景と目的

コンクリート構造は、適切な設計・施工のもとではきわめて耐久性に富む構造形式であるとともに、経済性および生産性に優れており、わが国の高度成長の時代に建設された土木構造物の多くに用いられてきた。しかし近年、施工時の使用材料の品質、供用期間中の種々の荷重作用あるいは環境作用により、数多くの劣化・損傷事例が報告され、補修・補強を含むリハビリテーション技術の発展および確立が期待されている。コンクリート構造物の維持管理の中の対策として位置付けられる補修・補強およびリハビリテーションを適切に評価することは、構造物の供用にあって十分な性能を発揮させるために、コンクリート構造物を荷重・環境作用下で時間軸に沿って、すなわち空間的および時間的に、いかに挙動させるか、というシナリオ<sup>1)2)3)</sup>を構築する上できわめて重要な課題である。

### 1.1.1 コンクリート構造物の性能

コンクリート構造物に関わる性能は多く、統一されていないのが現状であるが、例えば、土木学会の「コンクリート標準示方書[維持管理編]」<sup>4)</sup>による構造物あるいは部材の性能の分類を図1.1に示す。ここでは、性能が、安全性能、使用性能、第三者影響度に関する性能、美観・景観および耐久性能の5種類に分類されている。安全性能は、耐荷性能とその他の安全性能にわけられてい

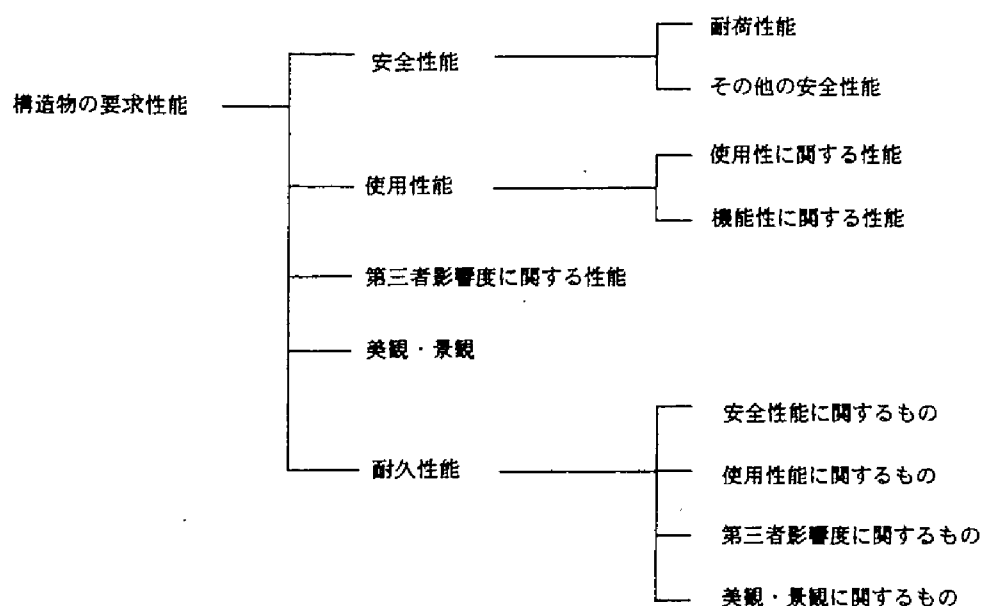


図 1.1 コンクリート構造物の性能<sup>4)</sup>

表 1.1 性能と照査に用いる指標の例<sup>5)</sup>

性能およびその項目		現状の技術で一般的な性能評価法を用いた場合の指標	精緻な性能評価法を用いた場合の指標
安全性	破壊・崩壊に対する安全性	曲げ耐力、せん断耐力、ねじり耐力、各種疲労耐力、じん性事など	想定される荷重作用による構造物の変形・破壊性状（数値シミュレーションにより荷重に対する構造物の応答を評価し、照査を行う）
	剛体安定に対する安全性	転倒に対する抵抗モーメント	
使用性	走行性・歩行性	たわみ、剛性、路面の平坦性・段差、構造物や地盤の振動特性、乗客・歩行者に伝わる速度・加速度・振動レベル値、青圧レベル値など	想定される荷重作用・環境作用による構造物の応答によりもたらされる使用者および近隣者の感覚（構造物の応答と人的感覚の相互作用を評価し、照査を行う）
	耐振動性		
	耐騒音性		
	美観	ひび割れ幅、ひび割れ密度、表面の汚れなど	
復旧性	視覚的安全性	たわみ、ひび割れ幅、ひび割れ密度など	想定される荷重作用による構造物の変形・破壊性状
		残留変位、残留ひび割れ幅、コンクリートの損傷の程度など	

る。また、耐久性能は、安全性能、使用性能、第三者影響度に関する性能、美観・景観に関する性能のすべてに関わるものであり、これらの性能のある要求された水準に対する経時的な抵抗性である。

また、土木学会の「コンクリート構造物の補強指針(案)」<sup>5)</sup>では、構造物の補強が、力学的な特性が関係する性能の向上を目的として行われるとして、表 1.1 のように分類されている。ここでは、安全性、使用性等の各種の性能が、補強以降の供用期間中のすべての時点で、要求性能を満足しなければならないことから、耐久性は項目に入られていない。

このように、コンクリート構造物の性能に関しては、用語でさえも統一がなされていないが、おおよそ、安全性能、使用性能と美観・景観、第三者影響度に関する性能を含めた周辺環境への影響に関する性能に分類でき、これら性能の経時的なある要求水準に対する抵抗性として耐久性能が規定できるものと考えられる。しかし、コンクリート構造物に要求される性能は、構造物への人々の関わり方によって大きく異なり、また同じ性能であっても要求される水準が異なるものと考えられる。さらに、上記の性能だけでなく、現状では考慮できておらず、今後新たに要求される性能も存在する可能性があることに注意しなければならない。

### 1.1.2 コンクリート構造物の補修・補強およびリハビリテーション

コンクリート構造物の性能を設定したシナリオにしたがって空間的、時間的に発揮させるためには、補修・補強およびリハビリテーションにより得られる性能と性能の向上について適切に評価する必要がある。補修・補強およびリハビリテーションの定義は様々であるが、例えば、土木学会の「平成 8 年制定コンクリート標準示方書[耐震設計編]」<sup>6)</sup>では、「復旧に際して、原形に回復する程度の軽微な工事」を『補修』、「強度および変形性能などの構造特性を所要の耐震性能に向上させるような比較的規模の大きな工事」を『補強』と定義している。すなわち、被災した状態から復旧する際の工事の目的や程度を表わしており、構造物に対して補修・補強が必要となる原因が、荷重作用のうちの偶発荷重にあたる地震荷重によるものであるとしている。

また、土木学会の「コンクリート標準示方書[維持管理編]」<sup>4)</sup>では、「耐久性を回復もしくは向上させること、第三者影響度を改善すること、を目的とした維持管理対策」を『補修』と定義し、「部材、構造物の耐荷性や剛性などの力学的な性能を回復もしくは向上させることを目的とした

対策」を『補強』と定義している。その他、「使用性を回復させるための対策」として『使用性回復』、「機能性を向上させるための対策」として『機能性向上』、「美観や景観の改善もしくは向上を目的とした対策」として『修景』を挙げている。

一方、リハビリテーションは、「劣化した部材あるいは部品などの性能を、設計当初に意図された供用水準以上に回復させること。補修、補強を含む」と定義されている<sup>7)</sup>。

### 1.1.3 コンクリート構造物の補強

コンクリート構造物の補強が注目された契機は、コンクリート構造物が甚大な被害を受けたことが記憶に新しい1995年1月の兵庫県南部地震である。とりわけ、コンクリート橋脚は、被害が大きいものの絶対数が多かったため注目された。また一方では、比較的損傷が軽微であるにもかかわらず、大きな残留変位のために地震後の供用が困難となり、撤去・再構築を余儀なくされた事例も数多く報告<sup>8)</sup>されている。このような被災橋脚はもとより、耐震設計基準類<sup>6)9)10)</sup>が改定されたことで、保有性能が要求性能に満たない既存橋脚に対して補強が必要となってきた。一般的に地震時には、レベルⅠ地震動に対して弾性範囲内で応答するための十分な耐力、レベルⅡ地震動に対して外力のエネルギーを吸収するための十分な靱性が保有すべき性能として要求される。このため、耐震性能に関する補強は主に、曲げ耐力、せん断耐力、靱性の向上を目的として実施されてきた。しかし、重要度の高い橋脚あるいは幹線道路等が並行する都市部コンクリート高架橋では、地震による損傷を限定された範囲にとどめ、地震後も比較的早期に応急処置・復旧が可能であるとともに、周辺地域への影響を考慮した場合に視覚的な安全性が要求される場合もある。すなわち、十分な耐力、靱性を得ることができるとともに、残留変位を低減し、視覚的な安全性を改善することができる新しい構造形式の新設橋脚<sup>11)</sup>あるいは補強工法が必要とされる。

一方、このような補強工法に関する研究は、主に補強時点での各種性能について検討したものが多く<sup>12)</sup>、すなわち、空間的な意味での性能に着目した補強であるといえる。これに対し、補強を行う構造物に対しては、その種類、使用目的、重要度に応じて、補強以降の供用期間においても保有すべき性能が規定されるため、安全性能、使用性能、周辺環境への影響に関する性能などの各種性能のある定められた水準に対する経時的な抵抗性、すなわち耐久性能を考慮する必要がある<sup>7)13)</sup>。しかし、補強後のある時点で構造物が保有する性能の評価法、またその照査項目については、確立されていないのが現状である。

以上のような、地震荷重に対する補強では、補強により得られた性能の評価が定量的に行われつつある。しかし今後、供用期間中の荷重・環境作用により保有性能が要求性能に満たなくなった構造物あるいは部材に対する補強が重要視されるものと予想され、このような場合の補強に関しては、知見が不足しているのが現状である。また、環境作用により性能が低下する構造物あるいは部材に対する補強では、補強構造物あるいは部材が補強後も同様の環境作用を受けるということに留意する必要がある。補強材を被覆するような補強工法では、補強材によっては環境遮断性の向上が期待できるものもある。しかし、補強構造物あるいは部材中に劣化因子が残されている場合、補強後に性能が低下することも考えられる。すなわち、補強材料自体の耐久性だけでなく、補強構造物あるいは部材というシステムの耐久性を考える必要がある。

環境作用により性能が低下する構造物あるいは部材に対する補強の一つとして、塩害構造物あるいは部材への連続繊維シートを用いた補強が考えられる。炭素、アラミドあるいはガラス等の連続繊維を既存部材の表面に貼り付け、引張力やせん断力の作用力を負担するとともに、表面被覆による環境遮断性<sup>14)15)</sup>も期待できる工法で、上述の兵庫県南部地震以降、特に注目されている。塩害に起因する腐食鉄筋を有する部材の連続繊維シートによる補強に関する研究例<sup>16)17)18)</sup>はいくつかあるものの、補強部材の耐荷挙動や変形挙動については明らかにすべき点はまだ多い。また、海砂の使用あるいは飛来塩分の蓄積により多量の塩化物が含まれている部材に連続繊維シート補強を適用するにあたっては、連続繊維シート補強層の環境遮断性により新たな塩化物の浸透抑制にきわめて大きな効果が期待できるものの、内部に存在する塩化物によって鉄筋腐食が生じる可能性があるとの指摘もある<sup>19)</sup>。鉄筋腐食部材の連続繊維シートによる補強あるいは補強後に鉄筋腐食が生じる部材について、補強部材の耐荷および変形性能とこれらの経時的な挙動を把握することが、補強部材の耐久性能を評価する上で必要である。

#### 1.1.4 研究目的

本論文では、コンクリート橋脚の代表的な補強工法であるコンクリート巻立て補強工法と連続繊維シート接着・巻立て工法を採りあげた。

まず、コンクリート巻立て補強については、補強部コンクリートに軸方向のプレストレスを導入する手法を採りあげ、エネルギー吸収能力と変形回復能力のバランスならびに利用者あるいは周辺住民に対する荷重作用後の視覚的な安全性の向上を念頭においた補強工法としての適用性について検討した。

また、腐食鉄筋を有する連続繊維シート補強部材の曲げ変形特性を検討することで、塩害により劣化した部材への連続繊維シート補強の適用性ならびに曲げ変形性能の経時的な挙動について検討した。

これらの検討結果をもとに、補強により得られる性能と性能の向上を評価することで、コンクリート構造物のシナリオを設定するための知見を得ようとするものである。

### 1.2 本論文の構成

本論文の構成を以下に示す。

「第1章 序論」では、本論文の背景と目的について述べた。

「第2章 コンクリート構造物の補強に関する既往の研究」では、コンクリート構造物、特に鉄筋コンクリートはり部材あるいは柱部材の補強について、補強の考え方、各種補強の特徴、補強部材の力学的性能とその経時変化に関する既往の知見をまとめた。

「第3章 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強」では、コンクリート橋脚を対象とした代表的な補強工法であるコンクリート巻立て補強工法について、補強部コンクリートに軸方向のプレストレスを導入する手法を採りあげ、エネルギー吸収能力と変形回復能力の balan

スならびに利用者あるいは周辺住民に対する荷重作用後の視覚的な安全性の向上を考慮した補強工法としての適用性について検討した。

まず、コンクリート巻立て補強および軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強において存在する既存部と補強部コンクリートの打継面の性状が、補強部材の曲げ変形挙動に与える影響について、正負交番曲げ載荷試験ならびに既存部と補強部コンクリートの打継面に離散型の付着要素を適用した二次元有限要素解析をもとに検討した。

次に、要因として、軸方向プレストレス量、連続繊維緊張材を含めた補強部緊張材の種類、緊張材の適用量および補強部横拘束筋体積比を採りあげ、無補強、従来のコンクリート巻立ておよび炭素繊維シート巻立て補強部材との比較の上で、曲げ変形特性の検討を行った。また、既存部と補強部コンクリートの打継面に離散型の付着要素を適用した二次元有限要素解析を用いて軸方向プレストレスの導入量ならびに軸方向の分布をシミュレートした。

「第4章 炭素繊維シート補強部材の力学的挙動に与える鉄筋腐食の影響」では、塩害に起因する鉄筋腐食が生じた RC 部材への炭素繊維シート補強の適用性および炭素繊維シート補強後の曲げ変形性能の経時的な挙動に与える鉄筋腐食の影響について検討を行った。

まず、炭素繊維シート曲げ補強部材中の鉄筋腐食を電食法によりモデル化し、鉄筋腐食が補強部材の曲げ変形挙動に与える影響を曲げ載荷試験、ならびに離散型要素を鉄筋とコンクリートの付着、炭素繊維シートとコンクリートの付着および腐食ひび割れに適用した二次元有限要素解析により検討した。

さらに、炭素繊維シート横拘束による曲げ圧縮部コンクリートの圧縮靱性の増加に対して引張主筋の十分な伸び能力が必要とされる炭素繊維シート靱性補強部材について、腐食鉄筋の機械的性質の低下、特に伸び能力の低下が補強部材の曲げ変形挙動に与える影響を検討した。あわせて、補強部材の破壊形式を推定するために、鉄筋とコンクリートの腐食による付着の低下を考慮した数値計算を行った。

「第5章 結論」では、各章で得られた結果を総括した。

補強により得られる性能と性能の向上、ならびに性能の経時的な挙動における本論文の位置付けの概略図を図 1.2 に示す。

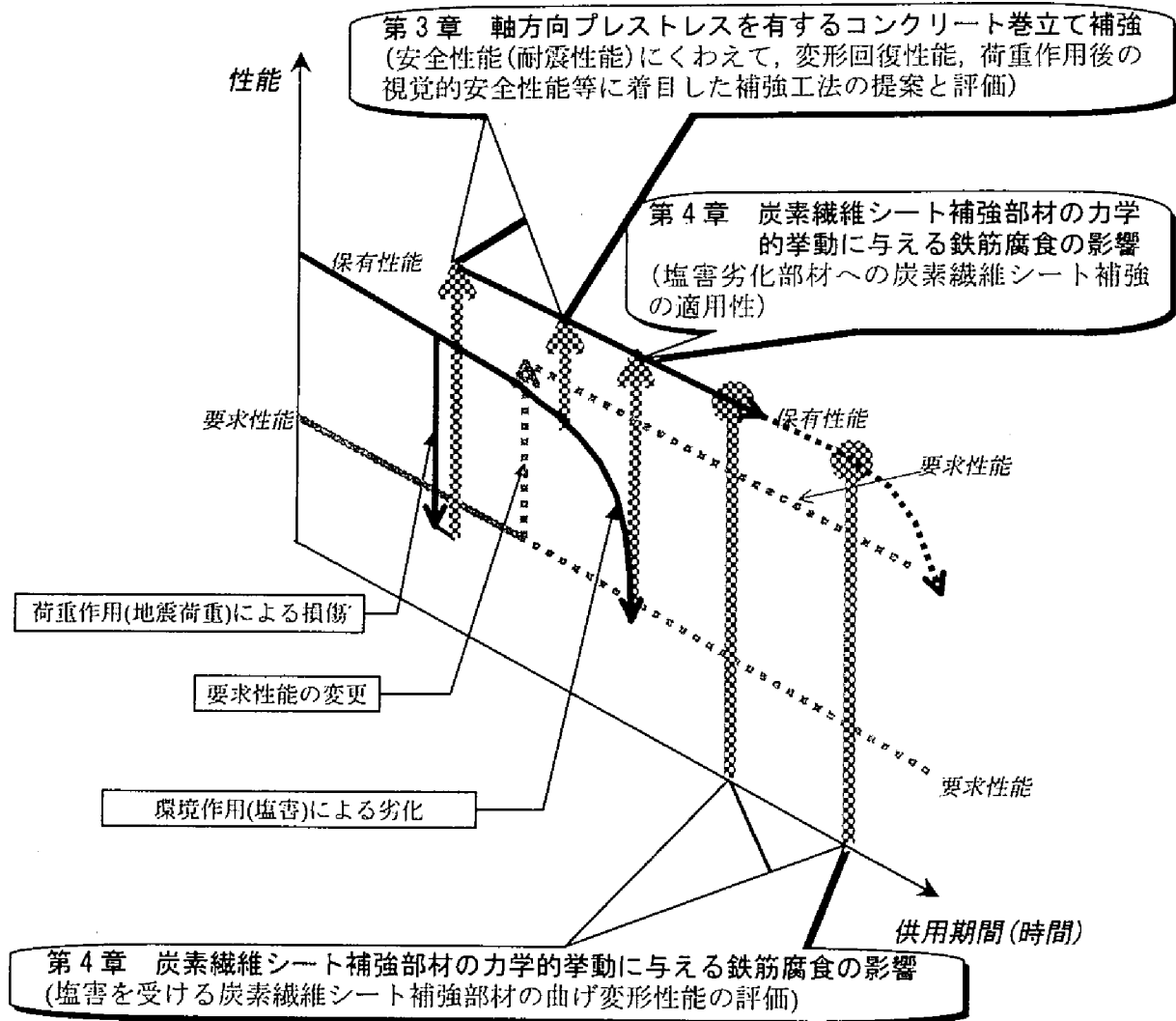


図 1.2 コンクリート構造物の補強における本論文の位置付け

## 参考文献

- 1) 宮川 豊章：土木コンクリート構造物のためのシナリオ，セメント・コンクリート，No.632，pp.20-26，1999.10.
- 2) CEB：New Approach to Durability Design，1997.5.
- 3) H. U. Litzner and A. Becker：Design of Concrete Structures for Durability and Strength to Eurocode 2，Material and Structures，Vol.32，pp.323-330，1999.6.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，pp.7，2001.1.
- 5) 土木学会：コンクリート構造物の補強指針(案)，コンクリートライブラリー95，pp.6，1999.9.
- 6) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書[耐震設計編]，1996.7.
- 7) 宮川 豊章：リハビリテーションのすすめーコンクリート構造物のシナリオ・デザイナー，コ



ンクリート工学, Vol.36, No.7, 1998.7.

- 8) 例えば, 日本コンクリート工学協会近畿支部: 土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会報告書, 1999.5.
- 9) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 丸善, 1999.10.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 1996.12
- 11) プレストレストコンクリート技術協会橋脚 PC 構造研究委員会: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究(その 1)報告書, 1998.3.
- 12) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi (川島 一彦 監訳): 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, pp.407-465, 1998.4.
- 13) 土木学会: コンクリート構造物の補強指針(案), コンクリートライブラリー95, pp.6, 1999.9.
- 14) 服部 篤史, 山本 貴士, 嘉指 成詞, 宮川 豊章: 連続繊維シート貼付けによる下水道コンクリートの補修・補強, 土木学会論文集, No.599/V-40, pp.59-69, 1998.8.
- 15) 久保 善司: アルカリ骨材反応により劣化損傷したコンクリート構造物の補修および補強に関する研究, 京都大学博士学位論文, 2000.3.
- 16) 坂本 佳理, 町田 敬二, 田村 悟士, 末岡 英二: 鉄筋腐食が生じた RC 梁の連続繊維シートによる曲げ補強効果について, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第5部, V-429, pp.858-856, 1998.10.
- 17) 野口 貴文, 友澤 史紀, 李 翰承, 庄司 広和: 鉄筋腐食をモデル化した RC 梁における炭素繊維シートの曲げ補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.1, pp.1077-1082, 1996.7.
- 18) John F. Bonacci and Mohamed Maalej: Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer for Rehabilitation of Corrosion Damaged Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.97, No.5, pp.703-711, 2000.9-10.
- 19) 真邊 剛典, 山本 貴士, 服部 篤史, 宮川 豊章: 鉄筋腐食を生じた連続繊維シート補強部材の耐荷性状, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第5部, V-356, pp.712-713, 1999.9.



## 第2章 コンクリート構造物の補強に関する既往の研究

### 2.1 補強の考え方

コンクリート補強物の補強は、図 2.1 に示すように、主として耐荷力および変形能力を要求される水準を満足するように回復あるいは向上させるとともに、補強以降の供用期間の間、これらの性能を常に要求水準を上回るようにすることであると考えてよい。なお、構造物の固有周期を、要求水準を満たす長周期の領域にシフトさせる免震、あるいは減衰機構による減衰効果により、作用地震力を低減する制震も補強の一種であると考えられるが、本章では、補強部位あるいは補強材の追加による耐荷力および変形能力の回復あるいは向上について述べる。

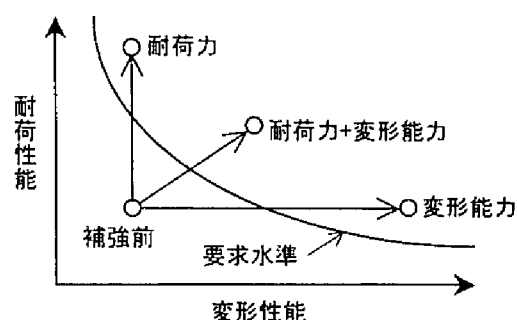


図 2.1 補強の考え方

#### 2.1.1 補強の目的

既存のコンクリート構造物あるいは部材の保有性能を評価・判定し、補強による供用の継続が適切であると判断された場合、補強の目的を設定する。例えば、コンクリート橋脚では、断面力のうち引張力を負担する補強材を追加することによる曲げ耐力およびせん断耐力の向上、補強材によりコンクリートを拘束することによる靱性の向上、あるいはこれら複数の組合せが主な目的となっている。

補強の目的を設定する流れの一例を図 2.2<sup>1)</sup>に

示す。コンクリート部材では、一般に、曲げ破壊に比べてせん断破壊は、急激な荷重低下をともなった脆性的な破壊であることが知られている。したがって、せん断耐力が不足する場合には、部材の破壊を曲げ破壊先行にするためのせん断補強を検討する。十分なせん断耐力を付与し、曲げ破壊が先行することで変形能力が向上するが、せん断補強のみで要求される変形性能が得られない場合には、曲げ圧縮部を拘束することでさらに変形性能を向上させる靱性補強を検討する。また、応答変位の制限などにより、変形性能の向上のみで要求される耐震性能が得られないとき、曲げ補強による曲げ耐力の向上を検討する。

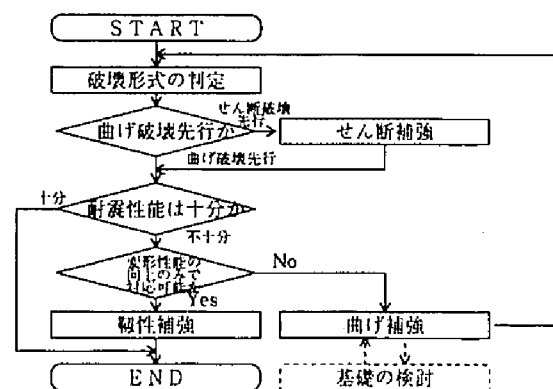


図 2.2 補強目的設定の流れ<sup>1)</sup>

## 2.1.2 靱性

コンクリート構造物あるいは部材の塑性変形を論じる場合、しばしば靱性という言葉が用いられる。コンクリート構造物あるいは部材については、一般に、過大な荷重に対しても急激に耐力を消失することなく塑性変形が進行する性質、すなわち塑性変形能力を表す言葉として用いられることが多い。コンクリート部材の塑性変形能を表す指標の一つに、図 2.3 に示す変位靱性率 $\mu$ がある。このように変位靱性率は、荷重-変位曲線において、降伏変位 $\delta_y$ に対する最大荷重時の変位 $\delta_m$ ではなく、終局変位 $\delta_u$ の比( $\mu=\delta_u/\delta_y$ )で定義される。現行の耐震設計では、図 2.4 に示すエネルギー一定則に基づき、過大荷重の入力エネルギーを塑性変形によって吸収させる考え方となっている。上記の変位靱性率は、図中の AD 区間の大きさ、すなわち変形のみに着目したものであり、耐震性能の検討では、いかに塑性変形を向上させるかが主流となっている。

これに対し、コンクリート構造物あるいは部材の靱性を、変位のみではなく耐荷力もあわせて評価しようとする観点から、図 2.5 に示すような、部材が終局時まで吸収・消散することのできるエネルギー量に着目したエネルギー靱性の考え方<sup>2)3)</sup>がある。このエネルギー量が大きいものほど、外力によるエネルギーを多く吸収あるいは消散できることから、靱性に富む構造であるといえる。また、構造物あるいは部材への作用エネルギーを算出し、両者を比較することにより安全性の検討、さらには損傷度評価が可能となる。しかし、構造物あるいは部材が吸収・消散できるエネルギー量に与える各種要因の影響については、さらなる検討が必要であるといえよう。

## 2.1.3 復元特性

荷重作用後の安全性あるいは使用性を評価するためには、部材の復元特性を明らかにする必要がある。また、復元特性は変形能力の一つとして考えることができる。

この復元特性を表す指標には、残留変位が用いられる。例えば、土木学会の「コンクリート標準示方書[耐震設計編]」<sup>4)</sup>では、耐震性能 2 に対する照査として、構造物に生じる変位を、幾何学的

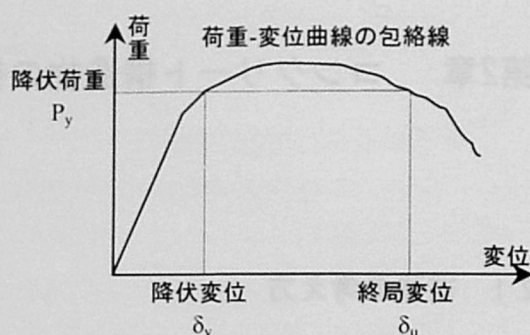


図 2.3 変位靱性率

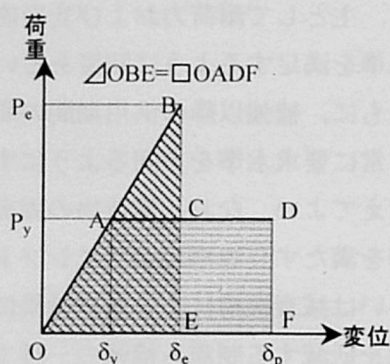


図 2.4 エネルギー一定則

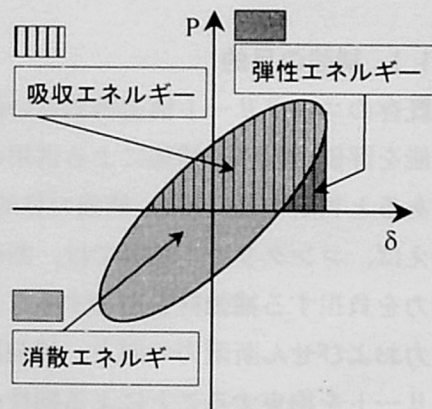


図 2.5 エネルギー靱性の概念

非線形性を考慮して算定し、残留変位が制限値以下であることを確かめることを推奨している。また、日本道路協会の「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」<sup>5)</sup>では、橋脚の応答塑性率、降伏後の 2 次剛性等を変数とする残留変位算定式が示されており、これより算定される残留変位と、橋脚下端から慣性力の作用位置までの高さから定まる許容残留変位との比較によって、地震後の安全性を判定することとしている。

一方、靱性と同じように、エネルギーを残留変位の算定に取り入れて評価する方法も有効であると考えられる。図 2.5 に示す荷重-変位履歴ループ除荷曲線の下の部分で囲む面積(本論文では弾性エネルギーと呼ぶ)を、上記の吸収あるいは消散エネルギーをあわせて考慮することにより、部材の損傷状態に応じた復元特性の有効な評価方法となる可能性がある。しかし、弾性エネルギーを検討した例は見当たらないため、今後多くの知見を蓄積していく必要がある。

## 2.2 コンクリート構造物の各種補強工法に関する既往の研究

### 2.2.1 補強工法の分類

コンクリート構造物あるいは部材の性能を回復あるいは向上させる手段として、現在種々の補強工法が提案、施工されている。補強工法を大きく分けると図 2.6<sup>6)</sup>のようになる。また、これらをさらに詳細に分類し、補強目的に対する補強効果の評価を行った例が表 2.1<sup>7)</sup>である。

このなかで、コンクリート柱部材およびはり部材の補強工法としてこれまで数多くの研究が行われ、施工実績も多いのが、コンクリート巻立て工法、鋼板巻立て工法、連続繊維シート接着および巻立て工法、プレストレス導入工法である。

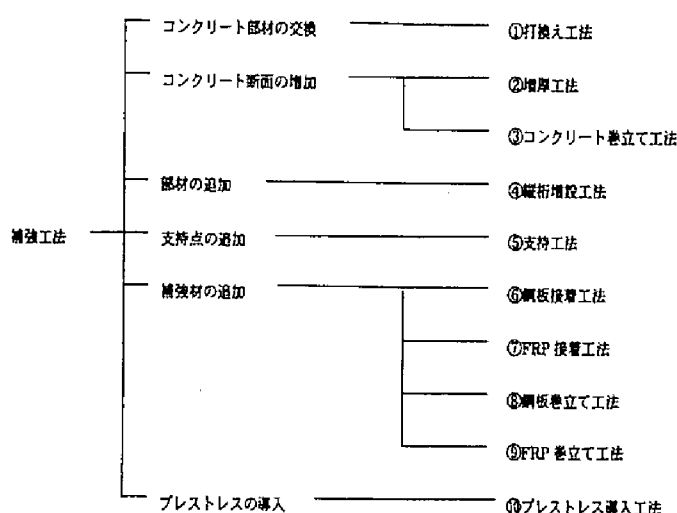


図 2.6 補強工法の分類<sup>6)</sup>

以下では、これらの主な補強工法に関する既往の研究について述べる。

#### (1) コンクリート巻立て工法

コンクリート巻立て工法は、既存部材の周囲に鉄筋コンクリートを巻き立て、断面および鉄筋量を増加させることによって、コンクリート橋脚の曲げ耐力、せん断耐力および靱性を向上させるもので、比較的大断面の部材への補強に適した工法である。また、補強部に従来の材料(鋼材、コンクリート)を用いることから、比較的经济性に優れた工法であるとともに、施工および維持管理も従来の技術が適用できることから、これまでに多くの研究<sup>8)9)</sup>が行われ、施工実績も多い補強工法である。

表 2.1 補強工法の分類と補強効果の評価の一例<sup>7)</sup>

耐 震 補 強 工 法			耐震補強目的 <sup>注1)</sup>			耐震補強目的以外 <sup>注2)</sup>				備 考
			曲げ補強	せん断補強	靱性補強	注3) 建築限界への影響	注4) 基礎への影響	注5) 施工性	注6) 工期	
部材の増厚	RC巻立て工法	定着アンカー有	◎	◎	◎	×	×	△	×	アンカー定着により曲げ耐力が向上する。
		定着アンカー無	△	◎	◎	×	○	△	△	
	吹付けモルタル補強工法		△	○	○	○	○	○	△	RC巻立て工法に比べ部材断面の増加を少なくできる。
	スパイラル筋巻立て工法		△	◎	◎	○	○	○	○	RC巻立て工法に比べ部材断面の増加を少なくできる。
	RCプレキャスト巻立て工法		△	○	○	△	○	○	○	
補強材の被覆	鋼板巻立て工法	定着アンカー有	◎	◎	◎	○	×	○	△	アンカー定着により曲げ耐力が向上する。
		定着アンカー無	—	◎	◎	○	◎	○	○	
	炭素繊維シート	定着アンカー有	◎	◎	◎	◎	△	◎	○	アンカー定着により曲げ耐力が向上する。
		定着アンカー無	—	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	アラミド繊維シート巻立て工法		—	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	FRP吹付け工法		—	○	○	○	◎	○	◎	
補の強挿材入	鉄筋挿入工法		—	○	○	◎	◎	◎	○	
	PC鋼棒挿入工法		—	○	○	○	◎	◎	○	プレストレス導入による効果がある。
部増材設の	耐震壁増設工法 <sup>注7)</sup>		◎	◎	△	×	×	△	△	ラーメン高架橋に適用される。
	ブレース増設工法 <sup>注7)</sup>		◎	◎	△	×	×	○	○	ラーメン高架橋に適用される。
各工法の併用	RC巻立て工法+鋼板巻立て工法(定着アンカー有り)		◎	◎	◎	×	×	×	×	せん断耐力と変形性能の向上を鋼板巻立て工法で補う。
	RC巻立て工法+鉄筋挿入工法(定着アンカー有り)		◎	◎	◎	×	×	×	×	コンクリートの拘束効果を高めるため、鉄筋を挿入する。
	鋼板巻立て工法+PC鋼棒挿入工法(定着アンカー有り)		◎	◎	◎	○	×	×	×	鋼板の拘束効果を高めるため、PC鋼棒を挿入する。

注1) 耐震補強目的：◎：著しく向上、○：向上する、△：やや向上する、—：向上しない(計算上考慮しない)  
 注2) 耐震補強目的以外：◎：極めて影響が少ない、○：影響が少ない、△：やや影響がある、×：影響がある。  
 注3) 曲げ耐力向上に伴う基礎への影響。  
 注4) 木材搬入の難易度を含む。  
 注5) 施工実績が少なく補強効果が不明なことから○とした。  
 注6) 施工実績が少なく補強効果が不明なことから△とした。  
 注7) 構造系が変化するため、基礎の照査が必要となる。

この工法で曲げ耐力を向上させるには、軸方向鉄筋を十分に定着長をとってフーチングに定着する必要がある。この場合には、フーチングを補強するとともに、せん断耐力を向上させて、塑性ヒンジが橋脚基部に生じるようにしておかなければならないが、フーチングへ定着する軸方向鉄筋の径や間隔を調整することによって曲げ耐力の増加量を制御することができるとの研究結果<sup>10)</sup>もある。

また、帯筋やスパイラル筋を小さな間隔で配筋すれば拘束効果が向上して靱性補強として有効である。このとき、同じ横拘束筋体積比(帯筋配筋間隔内のコアコンクリートに対する帯筋断面1周分の体積)であれば、細径のものを密に配筋した方が、拘束効果が大きいとの知見もある<sup>11)</sup>。し

かし、矩形断面に適用した場合、各辺の中央部において軸方向鉄筋が座屈しやすい。これを防ぐために、既存部材を削孔して、中間帯筋あるいは PC 鋼材を配置する工法<sup>12)</sup>があるが、コストが高くなるのが欠点である。

一方、コンクリート断面を追加することで、施工に重機が必要となることや、断面増加に伴う躯体自重が増加すること、あるいは建築限界へ支障をきたすことがある。

これら欠点の解消あるいはよりよい施工性を期待して、巻立て補強部の使用材料を工夫する研究が進められている。例えば、スパイラル筋巻立て工法<sup>13)</sup>では、スパイラル筋の使用により帯筋のフックあるいはフレア溶接を省略でき確実な定着が期待できること、またモルタルの吹き付けにより断面増加を少なくすることができるとしている。また、プレキャストパネル巻立て工法<sup>14)</sup>では、巻立て部にかみ合わせ継手を有するプレキャスト製品を使用することにより、補強効果にくわえて施工の合理化が得られるとしている。

## (2) 鋼板巻立て工法

鋼板巻立て工法は、既存柱部材などの全周に鋼板を連続して配置し、既存部材との一体化を図り、合成構造とすることにより必要な性能の向上を得ようとする工法である。兵庫県南部地震以降の耐震補強において、都市部高速道路の橋脚のように建築限界の制約があるところなどでは、コンクリート巻立て工法以上の施工例が報告<sup>15)</sup>されている。また、米国カリフォルニアでも広く用いられている補強工法で、1994 年のノースリッジ地震では、鋼板巻立て補強を行った橋脚約 50 基が、地表面で 0.3g 以上の最大加速度を受けたものの、復旧を要する損傷は生じなかったとの報告<sup>16)</sup>もある。

鋼板巻立て工法には、鋼板をフーチングに固定せずに帯筋としてのみ考慮するせん断補強および靱性補強を目的とするものと、鋼板の断面の一部または全部をフーチングに固定し主鉄筋の効果も期待する曲げ補強を目的とするもの(曲げ耐力制御式)<sup>17)</sup>がある。いずれにしても、鋼板下端とフーチング上面の間に間隙を設け、超過荷重作用時にこの部分で鋼板が座屈するのを防ぎ、塑性ヒンジを形成させることにより、横方向に拘束を受けた状態で靱性に富む曲げ破壊を生じさせるのが一般的である。しかし、コンクリート巻立て工法と同様に、矩形断面への適用では、拘束効果が不足し、円形断面に比べ補強効果が小さくなることが実験的に明らかとなっている<sup>18)19)</sup>。この場合、橋脚基部の曲げ変形に対して十分にコアコンクリートを拘束できるように、形鋼の取り付け、あるいは鋼板を用いたリング拘束により、橋脚下端を補強することが有効であるとされている<sup>20)21)</sup>。

## (3) 連続繊維シート接着および巻立て工法

鋼板巻立て工法における鋼板設置のための重機搬入や足場確保が困難である狭大な場所での有効な補強工法に、連続繊維シート接着および巻立て工法がある。これは炭素やアラミドの連続繊維をシート状の織物に加工し、これを主としてエポキシ系の含浸・接着樹脂を用いて既存橋脚表面に巻き付けることによって、せん断あるいは靱性補強を、また、橋脚軸方向あるいははり、床版部材の下面に貼り付けることによって曲げ補強を行うものである。この工法は、兵庫県南部地震

以降、耐震補強の観点から数多くの研究<sup>22)</sup>が行われ、設計・施工に関する指針<sup>23)</sup>もまとめられてきた。

連続繊維シートによる補強効果は、断面力の引張力を、引張をうける主筋あるいは帯筋とともに連続繊維シートが負担することで発揮されるものが多い。曲げ補強やせん断補強がこれにあたる。この場合、コンクリートからの引張力を連続繊維シートが十分に負担するためには、連続繊維シートとコンクリートの付着が重要となる。したがって、連続繊維シートを用いた補強に関する研究では、連続繊維シートとコンクリートの付着界面における面内方向のせん断力作用による付着のメカニズムに関するものが多くなってきている。これについては、2.2.2で一部紹介する。一方、付着界面における面外方向のピーリング作用による剥離メカニズムに関する研究は比較的小さいのが現状である。

これに対し、連続繊維シート巻立てによる靱性補強では、連続繊維シートで拘束した曲げ圧縮部コンクリートの終局ひずみを用いて部材の靱性を直接的に算定する場合、連続繊維シート横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の適切な評価が重要となる。連続繊維シートが降伏現象を示さない弾性材料であること、また有効拘束領域が帯筋による拘束とは異なることから、従来の帯筋を用いた横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を直接適用することが不適切であると考えられ、連続繊維シート横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の定式化に関する研究が多く行われている。この応力-ひずみ関係について、2.2.2に主なものを示す。

#### (4) プレストレス導入工法

外ケーブル、既存部材に削孔して挿入した緊張材あるいは補強部に設置した緊張材を用いてプレストレスを導入する工法である。また、壁式橋脚などにコンクリート巻立て工法あるいは鋼板巻立て工法を適用する場合、軸方向鉄筋、帯筋あるいは鋼板のはらみ出し防止のために、中間帯筋の代わりにPC鋼材を挿入・緊張する工法もある。さらに、はり部材の下面に緊張した連続繊維プレートを貼付け、プレストレスを導入する工法も研究されている<sup>24)</sup>。

一方、コンクリート巻立て工法において補強部コンクリートの周方向にプレストレスを導入するPC巻立て工法<sup>25)</sup>が考案され、研究が行われている。この工法の特徴は、帯筋としてPC鋼材とその接続具を用いることにより、フックやフレア溶接よりも確実な定着が得られ、またPC鋼材が高降伏点強度を有することから大きな拘束効果が期待できるとともに、周方向のプレストレスにより既存部材との一体化、せん断ひび割れ性状の改善が得られることである。

これに対し、軸方向にプレストレスを導入する構造形式を橋脚に適用しようとする研究も行われており、新設橋脚を対象としたPC橋脚に関する規準類<sup>26)27)</sup>が整備されてきている。プレストレス導入量、PC鋼材の付着の有無および軸力がPC橋脚の変形特性に与える影響に関する研究<sup>28)</sup>では、図2.7に示すように、プレストレスの導入量の増加にともない、ひび割れ本数、特にせん断ひび割れが減少し、また損傷範囲が橋脚基部に限定されるとしている。また、図2.8に示すように、プレストレス導入量の増加にともない、残留変位が小さく抑えられているようである。この実験で用いられた供試体では、プレストレス導入量が大きなものほど、緊張率も大きくなっている。したがって、断面内の総引張力に対するPC鋼材負担力の割合が大きなものほど残留変位が



小さく抑えられていると考えることができる。

このように、従来の RC 橋脚に PC の特性を付与することにより、残留変位の小さい、復元特性に優れた地震応答挙動が得られるとともに、ひび割れを抑制し、損傷を橋脚基部に限定することができる。このことは、地震後の美観あるいは視覚的安全性が要求された場合に有効であるとともに、損傷した橋脚の速やかな修復および機能の回復を図る上で重要である。

しかし、同研究では、図 2.9 に示すように、荷重-変位履歴ループの囲む面積で表されるエネルギー消散能は、通常の RC 橋脚に比べ PC 橋脚の方が小さくなっており、またプレストレス量が大きいものほど小さくなる結果が得られている。このように、PC 橋脚は、原点指向型の荷重-変位履歴ループとなるため、変形回復能力は大きくなるがエネルギー消散能が小さくなる。したがって、橋脚に対してプレストレスを導入する工法を適用するためには、必要とされるエネルギー靱性を確保したうえで有効な変形回復能力を与えるための適切なプレストレス量および緊張材の適用量に関して定量的な評価が必要となる。

この PC 橋脚と同様の考えで、コンクリート巻立て工法において、巻立て補強部の軸方向にプレストレスを導入することで、補強部材の曲げ耐力、せん断耐力の向上だけでなく、残留変形およびひび割れの制御も期待できるものと考えられる。また、軸方向筋として PC 鋼材を使用し、プレストレスを導入することによって大きな復元力が得られ、地震などの外力を受けた後に機能の維持を期待される構造物に対して有用な工法であると考えられる。この工法に関する研究<sup>29)</sup>では、軸方向緊張材としてアンボンド PC 鋼材を用いた方が、ボンドタイプの PC 鋼材を用いるよりも終局ひずみに達するまでに得られる部材変形が大きく、靱性の改善に有利であるとされている。しかし、コンクリート巻立て工法では、補強部コンクリート厚の制限から緊張材に対して十分なかぶりを取れないことが考

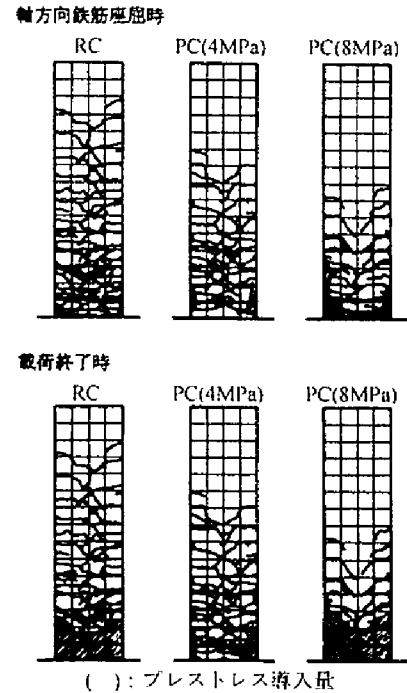


図 2.7 PC 橋脚のひび割れ性状<sup>28)</sup>

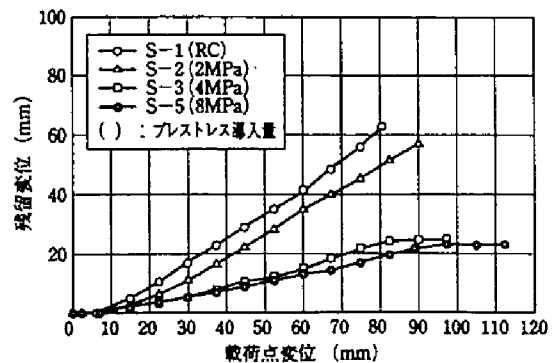


図 2.8 PC 橋脚の残留変位<sup>28)</sup>

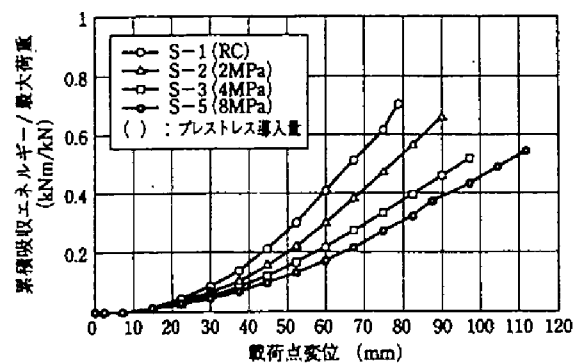


図 2.9 PC 橋脚のエネルギー靱性<sup>28)</sup>

えられるため、アンボンド PC 鋼材の適用は現実的ではないといえよう。また、軸方向プレストレスが小さい場合には復元特性の改善に効果は見られないとしており、前述の PC 橋脚と同様に、補強部材に必要なエネルギー靱性と変形回復能力の関係についての検討が必要である。さらに、新設橋脚を対象とした PC 橋脚と異なり、この工法では、既存部と補強部コンクリートの打継面が存在するため、打継面の付着性状がプレストレス導入量および補強部材の耐荷性状、変形状に与える影響を検討することが重要となる。

## 2.2.2 補強部材の力学的性能に影響を与える種々の要因

これまで述べてきた各種の補強工法に関しては、すでに、いくつか設計・施工に関する指針がまとめられている。しかし、補強工法は、新しい工法あるいは素材を用いるものが多く、力学的な特性に与える影響が今後の研究によってより適切に評価されていくと考えられる要因も存在する。

ここでは、このような要因として、既存部と補強部位の打継面あるいは付着面、ならびに曲げ圧縮部の横拘束に関するものを取り上げ、既往の知見を紹介する。

### (1) 既存部と補強部位の打継面あるいは付着面の影響

現在用いられている多くの補強工法では、補強部位や補強材を既存部材の表面に対して追加することから、打継面あるいは付着面が存在する。補強に関する指針類、例えば、土木学会の「コンクリート構造物の補強指針(案)」<sup>30)</sup>では、既存部と補強部位の一体化が確保された場合に、補強効果が十分に発揮されるとして、一体化が確保されたもとの性能を評価することが原則となっている。

コンクリート巻立て補強では、既存部と補強部位の一体化を確保するために、既存部材表面に対してチップングやサンドブラスト処理を行うことが一般的となっており、これによって表層部骨材などの緩みが生じる可能性がある。しかし、既存部と補強部コンクリート打継面の性状が補強部材の変形挙動に与える影響を検討した例は見当たらない。

これに対し、曲げ耐力制御式の鋼板巻立て補強において、鋼板の剥離が補強効果に与える影響を検討した研究<sup>31)</sup>がある。この研究によれば、既存橋脚と鋼板の付着が鋼板設置面積の 50%程度あれば、おおむね完全付着と同様の挙動が得られるとしている。

また、連続繊維シート接着および巻立て工法のうち、断面力の引張力を引張主筋とともに連続繊維シートが負担することで、曲げ耐力の向上を期待する曲げ補強では、連続繊維シートとコンクリートの剥離により最大荷重が決定することで、連続繊維シートの高引張強度が生かしきれないことが多いとの報告<sup>32)</sup>がある。

さらに、連続繊維シートを用いたせん断補強において、連続繊維シートが受持つせん断力を適切に評価するために、せん断ひび割れ近傍での連続繊維シートの付着特性に関する研究<sup>33)</sup>、あるいはひび割れ面での剥離過程を考慮したせん断耐力評価に関する研究<sup>34)</sup>が行われている。

以上のような既存部と補強部位の打継面あるいは付着面が存在する補強部材の力学的挙動を有限要素解析によって検討するにあたり、既存部と補強部位の打継面あるいは付着面に対して離散型の付着要素を適用した研究がある。図 2.10<sup>35)</sup>は連続繊維シート補強部材の連続繊維シートとコンクリートの接着面に離散型の付着要素を適用した例である。このような付着要素を用いて前述の鋼板剥離に関する実験結果を解析的に検討した研究<sup>36)</sup>では、鋼板とコンクリートの剥離の状態によって変化する補強部材の各要素の応力分布を表現できたとしている。また、連続繊維シートを用いて曲げ補強した部材の連続繊維シートとコンクリートの接着面に付着バネ要素を適用した研究<sup>37)</sup>では、この付着バネ要素に含浸・接着樹脂の特性を取り入れることで補強部材の曲げ変形挙動の実験結果を良く捉えることができたとしている。このように、補強部材の有限要素解析においては、補強材の特性をコンクリート要素に取り込んだ RC 要素的なモデル化よりも既存部と補強部位の打継面あるいは付着面に離散型の要素を適用した方が、補強部材の変形挙動ならびに各要素の応力状態を詳細に把握するうえで有効であるものと考えられる。

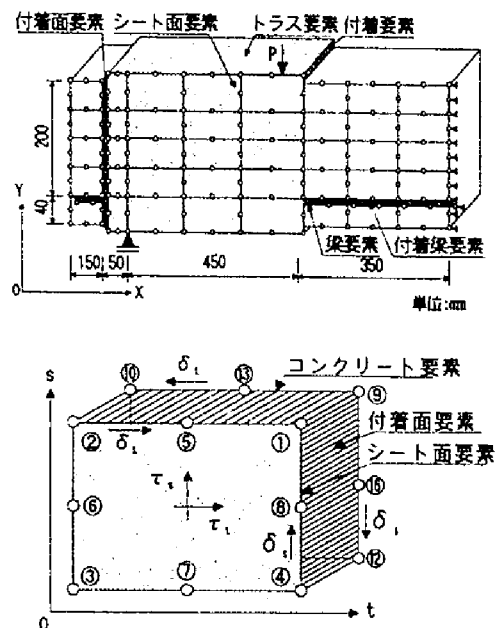


図 2.10 離散型要素を用いた有限要素解析<sup>35)</sup>

## (2) 曲げ圧縮部の横拘束の影響

橋脚に対して巻立て補強を適用した場合、曲げ圧縮部コンクリートの圧縮靱性が拘束効果により増加し、補強部材の靱性が向上する。このような部材の塑性ヒンジ区間の拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係から部材の終局時の変形能力を算出して直接的に靱性を評価する場合、横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の適切な評価が必要となる。

コンクリート巻立て補強では、従来の帯筋で拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係を適用することができる。図 2.11<sup>38)</sup>は、道路橋の地震時保有水平耐力の照査に用いる応力-ひずみ関係である。このモデルでは、帯筋による横拘束の効果を最大圧縮応力度 $\sigma_{cc}$ 、応力-ひずみ関係の応力下降域の傾き $E_{des}$ および終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ に反映させている。

また、鋼板巻立て補強では、鋼板を等価な帯筋量に換算することで上記のような横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係を適用することが多いよ

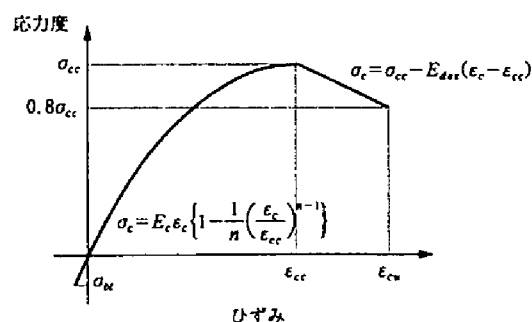


図 2.11 帯筋を用いた横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係<sup>38)</sup>

うである<sup>39)</sup>。

一方、連続繊維シート巻立て補強では、連続繊維シートが降伏現象を示さない弾性材料であることから、フープテンションによる横拘束筋の降伏が条件となっている従来の横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係が適用できない。このことから、連続繊維シートを横拘束筋として用いた場合の圧縮特性に関する検討とともに、圧縮応力-ひずみ関係式の提案がいくつか行われてきた。地震時保有水平耐力法によるRC橋脚の耐震補強計算に用いるための炭素繊維シート横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の定式化に関する研究<sup>40)</sup>では、図2.12に示すモデルを提案している。このモデルは、応力が指数関数的に上昇する第1領域と直線的に下降あるいは上昇する第2領域からなる。また、横拘束筋体積比 $\rho_{cf}$ が0.05~0.15%で、最大圧縮応力以降の応力下降が緩やかになり、終局ひずみが増大するとしており、さらに横拘束筋体積比が大きな領域になると、炭素繊維シートの破断(終局時)まで応力が上昇し続けるという知見が得られている。

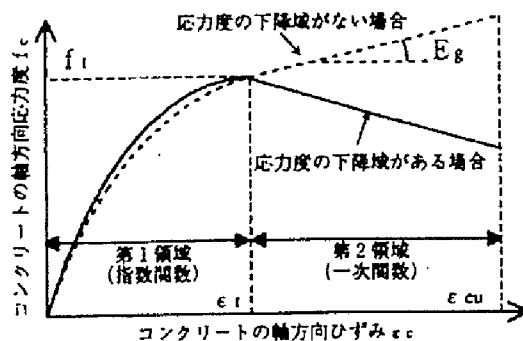


図2.12 炭素繊維シート横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係(1)<sup>40)</sup>

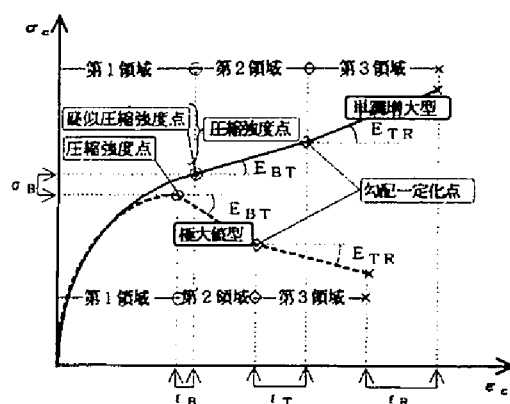


図2.13 炭素繊維シート横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係(2)<sup>41)</sup>

さらに、炭素繊維シート横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の定式化に関するもう一つの研究<sup>41)</sup>では、図2.13に示すモデルを提案している。上記のモデルと同様に、初期の応力上昇域を指数関数、圧縮強度点以降を直線で表しているが、圧縮強度点から勾配一定化点と呼ばれる勾配が緩やかとなる第2領域を設けているのが特徴である。なお、この研究においても、横拘束筋体積比が大きな領域になると、応力の下降が生じない単調増大型となる結果が得られている。

このような連続繊維シート横拘束コンクリートを曲げ部材の曲げ圧縮部へ適用した研究も行われている。筆者らが行った連続繊維シートを含めた種々の横拘束筋を用いた横拘束コンクリートを曲げ圧縮部に適用し、その靱性改善効果を比較検討した研究<sup>42)</sup>では、炭素あるいはアラミド繊維シートの横拘束効果によって、曲げ圧縮部の終局ひずみが増大し、大きな靱性改善が得られた。その一方で、曲げ圧縮部の圧潰にともなう中立軸の下降が生じず、引張主鉄筋の負担力が増大し続けるため、最終的に引張主鉄筋の破断という脆性的な破壊を生じることが示された。ただし、炭素繊維シートを用いて横拘束した部材中の圧縮鉄筋の挙動は、同一の拘束力で鋼板を用いて補強した場合よりも拘束剛性EAが小さくなるため、座屈が生じやすくなるが、座屈長が長くなり、鋼板を用いた場合よりも、鉄筋破断による終局が起こりにくくなるとの報告<sup>43)</sup>もある。

## 2.3 補強構造物の力学的性能とその経時変化

これまで述べた補強工法は、主として耐震性能向上の観点から研究・開発されてきた技術であるものの、供用期間中の荷重・環境作用により耐荷力、変形能力が要求水準に満たない、あるいは今後要求水準を満足しなくなることが予想される構造物あるいは部材に対する補強としても有効であるものと考えられる。しかし、環境作用により劣化した構造物あるいは部材への適用に関する研究は、耐震補強に比べて少ないのが現状である。さらに、このような構造物あるいは部材の補強では、補強後も同様の環境作用を受けることが多いと考えられるため、既存部材に追加する補強材の耐久性はもちろんのこと、補強構造物のシステムとしての耐久性を検討しておくことがきわめて重要である。

コンクリート構造物の環境作用による主な劣化機構としては、中性化、塩害、凍害、化学的コンクリート侵食、アルカリ骨材反応およびこれらの複合劣化が挙げられる。

アルカリ骨材反応の一つであるアルカリシリカ反応に対しては、炭素繊維シート巻立て工法による膨張ひび割れの抑制およびその後の水分に対する遮断効果に関する補修的な検討<sup>45)</sup>が行われているとともに、拘束効果によるコンクリートの力学的特性の回復あるいは向上に関する研究<sup>45)</sup>も始められている。また、前出のプレストレスを橋脚周方向に導入する工法を、アルカリシリカ反応で劣化した橋脚の補強として適用し、アルカリシリカ反応供試体の補強後膨張量の測定を行った施工および実験<sup>46)</sup>では、鋼板巻立て供試体では補強後も 0.02% 程度の若干の膨張が測定されたが、プレストレスを導入した供試体では、補強直後には 0.03%、1 週間後には 0.06% の膨張量の減少が見られたとしている。

一方、化学的コンクリート侵食の一つである酸性環境下コンクリート構造物の劣化に対する補強への連続繊維シート接着工法の適用を念頭におき筆者らが行った実験<sup>47)</sup>では、きわめて厳しい環境における補強効果の持続および環境遮断性に対する有意性が認められた。

環境作用による劣化機構のなかで、最も深刻な問題となっているのが、塩害による鉄筋腐食である。現在、コンクリート高架橋からのかぶり剥落に代表される第三者影響度に関する性能の低下が注目されており、補修を中心とした対策が進められている。しかし、今後鉄筋腐食がさらに進行すると、使用性および耐震性を含む安全性にも問題が生じることが予想されるため、鉄筋腐食部材への補強の適用性を検討するとともに、補強後の力学的性能の経時変化に与える鉄筋腐食の影響を把握しておくことが重要である。そこで、以下では、鉄筋腐食にともなう鉄筋の機械的性質の低下、鉄筋とコンクリートの付着劣化および RC 部材の力学的特性の変化についての既往の研究をまとめるとともに、鉄筋腐食により劣化した部材への補強の適用性と補強後の力学的性能の経時変化に関する既往の知見を述べる。

### 2.3.1 腐食にともなう鉄筋の機械的性質および鉄筋とコンクリートの付着の低下

コンクリート中に存在する鉄筋は、通常、表面に不動態を形成しており腐食が抑制されている。しかし、中性化や塩化物イオンの存在により、この不動態が破壊されると、鉄筋表面に錆層が形成される。錆は体積変化が大きく、もとの鉄の約 2.5 倍となるためこの膨張圧によってコンクリ

ートにひび割れや剥離が生じ、腐食はさらに進行する。

アノード反応とカソード反応がごく近傍で起こる場合はマイクロセル腐食、比較的離れた場所で起こる場合はマクロセル腐食と呼ばれている。マクロセル腐食はマイクロセル腐食と比べて腐食速度が極めて大きくなることが知られている。マクロセル腐食<sup>48)</sup>は、塩化物イオン量、溶存酸素量、コンクリートの電気伝導度などが不均一場合、鉄筋の自然電位に差が生じるために腐食回路が形成されるものである。また、補修・補強として既存部と性質の異なったコンクリートを打継ぐ場合などは、打継ぎ部付近でのマクロセル腐食の発生が懸念される<sup>49)</sup>。

鉄筋腐食を生じた RC 部材の力学的性質を評価する上で重要となるのが、腐食鉄筋の機械的性質および腐食鉄筋とコンクリートの付着挙動である。鉄筋の降伏点と腐食減量率の関係を図 2.14<sup>50)</sup>に示す。これによると、腐食減量率に比例して降伏点が低下していることがわかる。腐食減量と断面減少率が等しい、つまり一様に断面欠損しているとすれば、鉄筋自体の降伏点は変わらないため、健全鉄筋と同等の値となるはずである。しかし、実際には孔食による局所的な断面欠損部でこれらの性質が決定するために低下するとしている。

一方、塩化物イオンを含むコンクリートの中で鉄筋を腐食させ、鉄筋の引張試験を行った結果<sup>51)</sup>によれば、腐食減量 5.0%程度で破断時の伸びが約 17%であり、伸びが顕著に減少するとしている。つまり、鉄筋のような延性材料の場合、孔食による局所的な断面欠損により、腐食量が小さい段階から伸びの低下が生じ、腐食量の増加とともに強度にも低下が生じてくるものと考えられる。

また、鉄筋とコンクリートの付着強度に与える腐食減量の影響を図 2.15<sup>50)</sup>に示す。拘束筋の有無、かぶり、コンクリート強度によりばらつきがあるものの、腐食減量にともないおおむね指数関数的に付着強度が低下している。しかし、これらの結果は、単調静的載荷によるものであるため、地震時の低サイクル疲労荷重作用下での付着強度については、今後の課題であるとしている。

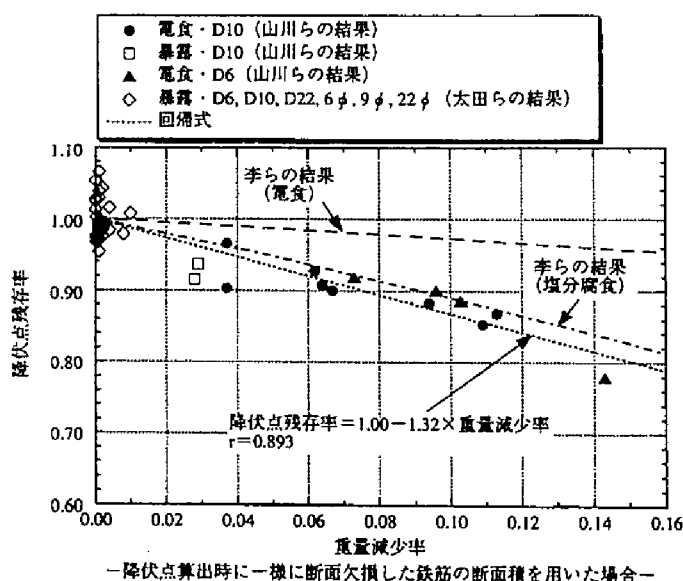


図 2.14 降伏点と腐食量の関係<sup>50)</sup>

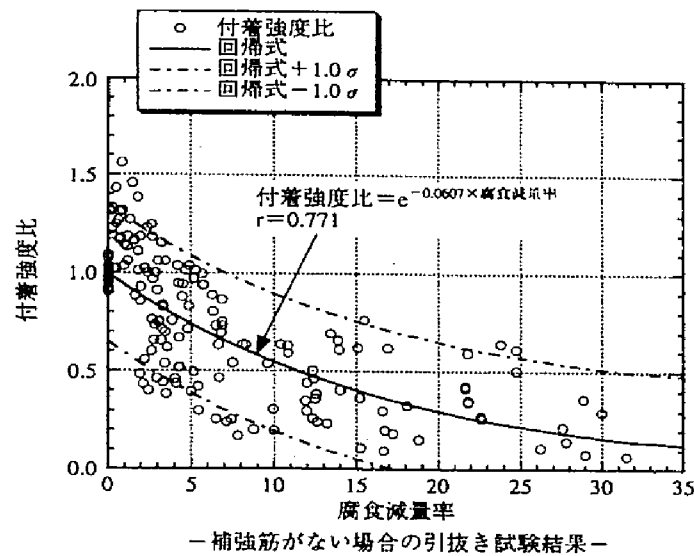


図 2.15 付着強度と腐食量の関係<sup>50)</sup>

### 2.3.2 腐食鉄筋を有する RC 部材の力学的特性

一般的な RC 構造物の塩害における劣化過程のモデル<sup>52)</sup>を図 2.16 に示す。腐食ひび割れが発生するまでのⅠ潜伏期およびⅡ進展期の鉄筋腐食が部材の力学的性能に与える影響は、きわめて小さい。しかし、2.3.1 で述べたように、腐食ひび割れが発生すると腐食の進行が加速し、鉄筋の機械的性質の低下、特に伸び能力の低下の影響により、地震時のような低サイクル疲労荷重が作用すると鉄筋の破断が早期に生じるため、部材の変形能力が低下する。また、鉄筋とコンクリートの付着劣化による曲げひび割れ分散性の低下も、変形能力の低下の一因であるとの報告<sup>53)</sup>がある。さらに、腐食が進行し鉄筋の断面欠損が顕著になると耐力力の低下が顕著になる。

このように、鉄筋腐食を生じた RC 部材の力学的特性の低下については、概念的に把握されているものの、耐力力および変形能力の定量的な評価は十分であるとはいえない。比較的研究例の多い曲げ耐力と腐食量の関係に関する研究の一例<sup>54)</sup>を図 2.17 に示す。静的な一方向の載荷よりも正負交番載荷の方が曲げ耐力の低下が大きいことが認め

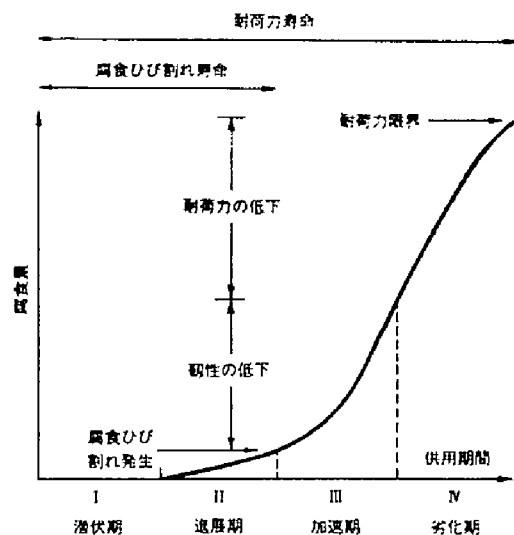


図 2.16 塩害劣化モデル<sup>52)</sup>

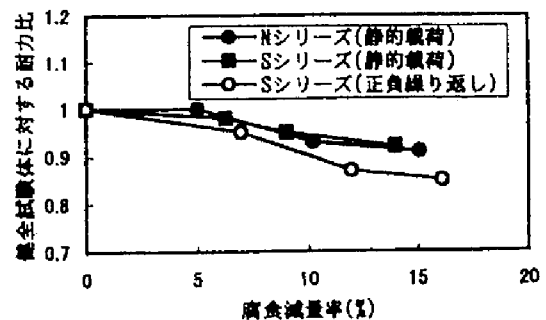


図 2.17 RC 部材の曲げ耐力に与える鉄筋腐食の影響<sup>54)</sup>

られる。しかし、他の研究<sup>55)56)</sup>と比べると、供試体の諸元、鉄筋腐食方法、腐食量の定義あるいは載荷方法によって、曲げ耐力の低下の程度が大きく異なっているようである。また、変形性能については、初期の剛性に関する検討<sup>57)</sup>はいくつかあるものの、地震荷重作用時に重要となるポストピーク領域の挙動についての検討は明らかに不足している。

以上のことは、鉄筋腐食を生じた部材の力学的性能を回復あるいは向上させるための効果的かつ経済的な補強を考えるうえで、腐食鉄筋を有する部材の保有性能を定量的に評価するために、試験方法の統一を含めたさらなる検討が必要であることを示している。

### 2.3.3 鉄筋腐食が補強部材の力学的性能に与える影響

腐食鉄筋を有する部材の力学的性能の評価について、現状では不明な点が多いものの、鉄筋腐食劣化部材の耐震性能を含む安全性能の向上が要求されることがある。また、鉄筋腐食部材の補強では、補強後も同様の環境作用を受けるとともに、既存部材にこれまで蓄積された劣化因子が存在することから、補強後の性能の経時的変化に与える鉄筋腐食の影響を検討しておく必要がある。

#### (1) 鉄筋腐食部材への補強の適用性

鉄筋腐食を生じた部材の補強では、連続繊維シートを用いた曲げ補強に関する研究がある。引張主筋の断面減少を鉄筋径を変化させることによりモデル化し、鉄筋の引張力負担の低下を炭素繊維シートにより補強したときの曲げ補強効果を検討した研究<sup>58)</sup>では、鉄筋断面欠損を生じた部材の補強として炭素繊維シート接着工法は有効であり、実験で得られたシート剥離時のひずみを用いることにより、通常の曲げ理論により曲げ耐力を算定できるとしている。しかし、鉄筋腐食にともなう腐食ひび割れおよび鉄筋とコンクリートの付着劣化が考慮されていないため、補強効果を危険側に評価している可能性がある。

これに対し、鉄筋腐食を電食法によりモデル化した RC 部材に炭素繊維シート曲げ補強を適用した研究<sup>59)</sup>では、腐食量 10%で、曲げ補強部材の最大荷重が、健全部材を曲げ補強したものよりも 12%低下したとしている。

また、主筋だけでなくせん断補強筋も腐食している場合には、曲げ補強による曲げ耐力の向上とせん断補強筋の腐食によるせん断耐力の低下によって、せん断余裕度の大幅な低下が考えられるため、曲げ補強の適用にあたっては、せん断補強の併用等を考慮する必要がある。

一方、鉄筋腐食部材への靱性補強に関する研究では、塩害により鉄筋腐食が生じた RC 柱に対して、鋼板巻立てあるいは帯筋に PC 鋼材を用いて周方向にプレストレスを導入する補強法を適用し、耐荷・変形性能を検討した研究<sup>60)</sup>がある。靱性補強による曲げ圧縮部コンクリートの圧縮靱性の増加により、ポストピーク以降のある程度の変形までは荷重低下を抑制することができるが、さらに変形が進むと鉄筋破断による急激な荷重低下が生じるという結果になっている。このことは、引張主筋が腐食した部材に靱性補強を行う場合には、事前に鉄筋腐食の調査、判定を行うとともに、鉄筋取替などの補修あるいは曲げ補強の併用を検討する必要があることを示していると考えられる。



## (2) 補強後の力学的性能の経時変化

コンクリート巻立て工法では、巻立て補強部コンクリートのひび割れにともなう鋼材腐食が懸念され、鋼板巻立て工法も同様に、補強鋼板の腐食が考えられ防錆塗装やその定期的な塗り替えに留意する必要がある。また、塩害劣化部材を補強する場合には既存部材中の塩分を含む部分をすべてはつり取ったあとに補強する必要があるが、現在のところ少しでも塩分を含むコンクリートをすべてはつり取ることは極めて困難である<sup>61)</sup>。この場合、コンクリート巻立てや鋼板巻立てのように貴な電位を有する補強材が取り付けられると、既存部がアノードとなるマクロセル腐食を生じる可能性が指摘されており<sup>62)63)</sup>、既に腐食の生じている既存部材中の鋼材の腐食が、さらに進行する恐れがある。

連続繊維シート接着および巻立て工法では、連続繊維シート自体の耐久性だけでなく、塩害環境における連続繊維シートとコンクリートからなる複合構造の力学的挙動の経時的な挙動について検討することが重要である。促進環境および実際の海洋環境下で連続繊維シートとコンクリートの付着特性の経時的な挙動を検討した研究<sup>64)</sup>では、塩水噴霧の乾湿繰り返し環境で付着の低下が若干見られたものの、23ヶ月にわたる海洋環境下の暴露では付着の劣化は認められなかったとしている。また、炭素繊維シートを接着した部材の海洋環境下での塩分浸透および鉄筋腐食について検討した研究<sup>65)</sup>では、炭素繊維シートの環境遮断性により塩分の浸透が抑制されるとしている。

(1)で述べたような既に鉄筋腐食が生じている部材への補強に関する設計あるいは補強の適用可否は、事前の調査によりある程度対策を講じることができる。しかし、補強を行った部材中に、海砂の使用あるいは飛来塩分の蓄積により多量の塩化物が含まれている場合、補強後に鉄筋の腐食が進行する可能性がある。先述の研究結果<sup>65)</sup>では、炭素繊維シート巻立て補強は、遮塩性の向上および鉄筋腐食の抑制に効果的であるとしているが、内部に塩化物が存在する状態で補強を行った場合には、塩化物の拡散により鉄筋が腐食する可能性があることも指摘している。このような場合の、補強後の力学的特性の経時的な挙動について知見を得ることは、補強部材の耐久性能を考える上できわめて重要であるとともに、補強の適用を決定した場合の事前対策、すなわち塩化物量調査、補修工法の適用あるいは曲げ補強の併用を検討する上での重要な判断材料となるものと考えられる。

## 参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会報告書，pp.290，1999.5.
- 2) 魚本 健人，矢島 哲司，本郷 和徳：繰り返し曲げを受ける RC 梁の消費エネルギーによる破壊特性評価，土木学会論文集，No.460/V-18，pp.85-91，1993.2.
- 3) 井上 晋，宮川 豊章，藤井 学：パーシャリープレストレストコンクリートはり部材の正負交番荷重下の消散エネルギーと損傷評価，土木学会論文集，No.496/V-24，pp.61-70，1994.8.
- 4) 土木学会：平成 8 年制定コンクリート標準示方書[耐震設計編]，pp.11-15，1996.7.

- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，pp.59-65，1996.12.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]，pp.75，2001.1.
- 7) 日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会報告書，pp.293，1999.5.
- 8) 石田 博，安松 敏雄，高倉 敏，横田 和直：RC 巻立てによる橋脚段落し部の補強効果，第 44 回年次学術講演会講演概要集第 5 部，pp.482-483，1989.10.
- 9) S. C. Liew, H. K. Cheong : Flexural Behavior of Jacketed RC Beams, Concrete International, pp.43-47, 1991.12.
- 10) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8.
- 11) 服部 篤史，中川 元宏，井上 晋，宮川 豊章，藤井 学：緊張材および横拘束筋に FRP ロッドを用いた PC はり部材の曲げ変形能，土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集第 5 部，V-114，pp.258-259，1992.9.
- 12) 運上 茂樹：道路橋における鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計と耐震補強，セメント・コンクリート，No.606，1997.8.
- 13) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 - スパイラル筋巻立法編 - ，1996.12.
- 14) 中島 良光，鈴木 顕彰，三島 徹也，渡辺 忠朋：プレキャストパネルによる高架橋脚の耐震補強工法に関する研究，「コンクリート系構造物の耐震技術」に関するシンポジウム論文報告集，pp.229-236，1997.4.
- 15) 日本コンクリート工学協会：兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書，1997.4.
- 16) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi (川島 一彦 監訳)：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，pp.408-410，1998.4.
- 17) 林 秀侃，丸居 保，幸左 賢二：阪神高速道路 3 号神戸線における RC 橋脚の復旧工事－RC 橋脚再構築，RC・鋼板併用巻立て，鋼板巻立て－，セメント・コンクリート，No.606，1997.8.
- 18) Chai, Y. H., M. J. N. Priestley and F. Seible : Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance, ACI Structural Journal, Vol.88, No.5, pp.572-584, 1991.9-10.
- 19) Sun, Z., F. Seible and M. J. N. Priestley : Flexural Retrofit of Rectangular Reinforced Concrete Bridge Column by Steel Jacketing, Structural Systems Research Project, Report SSRP-93/07, University of California, San Diego, pp.215, 1993.2.
- 20) 天野 玲子，内藤 静夫，竹田 哲夫，秋山 暉，新保 弘：基部をリング拘束した鋼板巻立て柱供試体の交番載荷実験，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 5 部，V-525，pp.1048-1049，1996.9.
- 21) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」の準用に関する参考資料(案)，pp.Ⅲ-1-Ⅲ-24，1995.6.
- 22) 例えば，長田 光司，大野 晋也，山口 隆裕，池田 尚治：炭素繊維シートで補強した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能，コンクリート工学論文集，Vol.8, No.1, pp.189～203，1997.1.
- 23) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライ

- ブラリー101, 2000.7.
- 24) 児島 孝之, 高木 宣章, 濱田 譲, 阪上 徳行: 緊張した連続繊維プレートで補強した RC はりの曲げ特性に関する研究, 第 54 回セメント技術大会講演要旨, pp.382-383, 2000.5.
  - 25) 菅野 則夫, 夏目 幸次, 辻 眞規男, 大浦 隆: PC コンファインド工法による昭和橋の橋脚補強, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.517-522, 1997.10.
  - 26) プレストレストコンクリート技術協会: PC 構造物耐震設計規準(案), pp.46-51, 1999.12.
  - 27) プレストレストコンクリート技術協会: プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン, 1999.11.
  - 28) 池田 尚治, 森 拓也, 吉岡 民夫: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.40, No.5, pp.40-47, 1998.9.
  - 29) 吉岡 民夫, 大谷 悟司, 荒木 毅: RC 橋脚耐震補強のための PC 巻立て工法, 第 41 回日本学術会議材料研究連合講演会前副集, pp.263-264, 1997.9.
  - 30) 土木学会: コンクリート構造物の補強指針(案), コンクリートライブラリー95, pp.37, 1999.9.
  - 31) 前川 順道, 田坂 広, 林田 充弘, 藤原 規雄, 井上 晋: 曲げ耐力補強橋脚に対する鋼板剥離の影響の実験, 橋梁と基礎, Vol.32, No.10, pp.35-40, 1998.10.
  - 32) Marco Arduini and Antonio Nanni: Parametric Study of Beams with Externally Bonded FRP Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol.94, No.5, 1997.9-10.
  - 33) 佐藤 靖彦, 浅野 靖幸, 上田 多門: 炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.71-87, 2000.5.
  - 34) 上原子 晶久, 下村 匠, 丸山 久一: 連続繊維シート補強コンクリート部材のせん断耐力の評価法に関する研究, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.217-226, 2000.5.
  - 35) 児島 孝之, 高木 宣章, 日比野 憲太, 中島 忠男: 連続繊維シートによりせん断補強した RC はりの挙動解析, 土木学会関西支部年次学術講演概要, V-21-1,2, 2000.6.
  - 36) 児島 孝之, 高木 宣章, 日比野 憲太: 耐震補強した RC ピアの有限要素法解析, 第 43 回日本学術会議材料研究連合講演会講演論文集, pp.233-234, 1999.9.
  - 37) 杉山 裕樹, 森川 英典, 小林 秀恵, 中島 潤一郎: 接着樹脂の材質に着目した連続繊維補強 RC はりの付着および耐荷性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.289-294, 2000.6.
  - 38) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, pp.130-133, 1996.12.
  - 39) 日本コンクリート工学協会近畿支部: 土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会報告書, pp.313-318, 1999.5.
  - 40) 細谷 学, 川島 一彦, 星隈 順一: 炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度-ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.592/V-39, pp.37-52, 1998.5.
  - 41) 中塚 佑, 小牟禮 健一, 田垣 欣也: 炭素繊維シートを用いたコンファインドコンクリートの軸応力度-軸ひずみ度特性, コンクリート工学論文集, Vol.9, No.2, pp.65-77, 1998.7.
  - 42) 山本 貴士, 服部 篤史, 宮川 豊章, 藤井 学: 各種連続繊維横拘束筋による曲げ部材の

- 靱性改善効果, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 5 部, pp.924-925, 1996.9.
- 43) 澤田 吉孝, 幸左 賢二, 藤井 康男, 鈴木 直人: 炭素繊維巻立て補強橋脚の変形性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.235-240, 2000.6.
  - 44) 尾崎 健, 玉川 大, 小林 孝一, 服部 篤史, 宮川 豊章: 塩害・ASR が RC 部材の曲げ性状に与える影響, 第 52 回年次学術講演会講演概要集第 5 部, pp.320-321, 1997.9.
  - 45) 柴田 都江, 久保 善司, 服部 篤史, 宮川 豊章, 小牟禮 健一: 炭素繊維シートによる ASR により劣化したコンクリート構造物の補強効果, 土木学会第 55 回年次学術講演会, V-305, 2000.9.
  - 46) 鈴木 義晃: 豊川橋アルカリ骨材反応補修工事 - 骨材の膨張を PC 鋼材で抑制 -, 日経コンストラクション, pp.90-94, 1997.4.
  - 47) 山本 貴士, 嘉指 成詞, 服部 篤史, 宮川 豊章: 酸性環境における連続繊維シートを用いたコンクリート補強, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.1237-1242, 1997.7.
  - 48) 腐食防食部門委員会 TG「コンクリート腐食」: 鉄筋コンクリート中の鉄筋の腐食に関する試験方法, 材料, Vol.27, No.302, pp.44-47, 1978.11.
  - 49) 渡邊 佳彦, 小林 孝一, 服部 篤史, 宮川 豊章: 塩害により劣化した RC 部材の高流動コンクリートによる補修, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.383-388, 1998.7.
  - 50) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書, pp.43-52, 1998.10.
  - 51) 大井 孝和: コンクリート円柱供試体に埋設した鉄筋の腐食実験結果(続)鉄筋腐食進行の評価について, 第 25 回セメント・コンクリート研究討論会論文報告集, pp.111-116, 1998.10.
  - 52) 宮川 豊章: 土木コンクリート構造物の変状と補修・補強の考え方, コンクリート工学, Vol.31, No.7, pp.25-31, 1993.7.
  - 53) 青山 敏幸, 下村 匠, 丸山 久一: 塩害により鉄筋が腐食した RC 部材の曲げ性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.2, pp.883-888, 1998.6.
  - 54) 李 翰承, 友澤 史紀, 野口 貴文, 大村 陳庭: 塩害による鉄筋腐食が RC 梁の耐荷性能低下に及ぼす影響, コンクリート構造物の補修工法に関するシンポジウム論文報告集, pp.87-92, 1996.10.
  - 55) Pritpal S. Mangat and Mahmoud S. Elgarf: Flexural Strength of Concrete Beams with Corroding Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol.96, No.1, pp.149-158, 1999.1-2.
  - 56) Okada, K., Kobayashi, K., and Miyagawa, T.: Influence of Longitudinal Cracking Due to Reinforcement Corrosion on Characteristics of Reinforced Concrete Members, ACI Structural Journal, pp.134-140, 1988.3-4.
  - 57) A. Castel, R. François and G. Arliguie: Mechanical Behavior of Corroded Reinforced Concrete Beams -Part 1: Experimental Study of Corroded Beams, Material and Structures, Vol.33, pp.539-544, 2000.11.
  - 58) 野口 貴文, 友澤 史紀, 李 翰承, 庄司 広和: 鉄筋腐食をモデル化した RC 梁における炭素繊維シートの曲げ補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.1,

pp.1077-1082, 1996.6.

- 59) John F. Bonacci and Mohamed Maalej : Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer for Rehabilitation of Corrosion Damaged Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.97, No.5, pp.703-711, 2000.9-10.
- 60) 長嶺 希, 山川 哲雄, 与古田 牧子 : 自然暴露試験で損傷した RC 柱の耐震補強法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.1, pp.403-408, 1999.6.
- 61) 土木学会関西支部 : 道路橋の補修・補強 - 環境劣化・荷重変更・震災を踏まえて -, 1997.8.
- 62) 中島 健治, 吉田 正幸, 根本 正幸, 渡辺 明, 井川 一弘, 壇 康弘 : RC 橋脚の耐震補強および補修工法の開発 - 電気防食機能を付加した Pca 型枠による耐震補強(その 1) -, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集第 5 部, pp.664-665, 1997.9.
- 63) 矢島 秀治, 根本 正幸, 中島 健治, 渡辺 明, 吉田 正幸 : RC 橋脚の耐震補強および補修工法の開発 - 電気防食機能を付加した Pca 型枠による耐震補強(その 2) -, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集第 5 部, pp.666-667, 1997.9.
- 64) Rajan Sen, Mohsen Shahawy, Gray Mullins and John Spain : Durability of Carbon Fiber-Reinforced Polymer/Epoxy/Concrete Bond in Marine Environment, ACI Structural Journal, Vol.96, No.6, 1999.11-12.
- 65) 堀口 賢一, 宇治 公隆 : 炭素繊維シートによる海洋構造物の劣化抑制効果, 第 54 回セメント技術大会講演要旨, pp.388-389, 2000.5.



## 第3章 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強

### 3.1 はじめに

1995年1月の兵庫県南部地震を契機に、種々の耐震設計基準類<sup>1)2)3)</sup>が改定されてきた。このことをうけて、新しい形式の高耐震性橋脚<sup>4)5)</sup>の開発が進められるとともに、保有性能が要求性能に満たない既存橋脚に対して、曲げ耐力、せん断耐力、靱性の向上を目的とした様々な補強工法が適用されてきた。一方で、重要度の高い橋脚に対しては、十分な耐力および靱性を得ることができるとともに、地震による損傷を限定された範囲にとどめ、地震後も比較的早期に復旧でき、機能を回復できる補強工法が必要となる。

これに対し、耐震補強工法の一つであるコンクリート巻立て工法の補強部コンクリートに軸方向のプレストレスを導入する工法が有効であると考えられる。この軸方向プレストレスによって、ひび割れの制御、復元力あるいはせん断耐力の向上を期待するものである。しかし、このような構造を地震時に大きな慣性力を負担する橋脚に適用した場合、曲げ圧縮部コンクリートの終局ひずみへの早期到達あるいはPC鋼材の破断による脆性的な破壊性状となり、補強部材の塑性変形性能が不足する可能性がある。

本章では、まず、コンクリート巻立て工法において存在する既存部と補強部コンクリートの打継面の性状が、通常のコンクリート巻立て補強部材と軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形挙動に与える影響を、正負交番載荷曲げ試験ならびに打継面に対して離散型の付着要素を適用した2次元有限要素解析により検討した。また、コンクリート橋脚のエネルギー靱性を確保したうえで、復元力を向上させる補強工法の適用性を検討することを目的に、コンクリート巻立て補強部コンクリートに軸方向プレストレスを導入した部材を対象に、正負交番載荷曲げ試験を実施し、その曲げ変形性状、特に靱性および復元特性に与える影響を、無補強供試体、炭素繊維シート巻立て補強供試体、通常のコンクリート巻立て補強供試体との比較の上で検討した。要因として、軸方向プレストレスの量、補強部緊張材の機械的性質、補強部緊張材の緊張率ならびに補強部横拘束筋量を採りあげた。

### 3.2 既存部と補強部コンクリートの打継面の性状がコンクリート巻立て補強部材の力学的特性に与える影響

本節は、コンクリート巻立て工法において、一般的に存在する既存部と補強部コンクリートの打継面の特性が、通常のコンクリート巻立て補強部材ならびに軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形挙動に与える影響について検討したものである。

#### 3.2.1 実験概要

##### (1) 実験要因

##### a) 既存部と補強部コンクリート打継面の処理

打継面の付着性状がコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形性状に与える影響を検討するために、表 3.1 に示す処理方法を用いて打継面の処理を行った。なお、打継面処理有の処理深さは、レイタンス処理剤の技術資料<sup>6)</sup>によれば、3.0mm である。

表 3.1 打継面処理の概要

打継面の種類	処理方法
処理有	既存部供試体打設時に、型枠面および打設面にコンクリート打継目処理剤(凝結遅延剤)を塗布あるいは散布し、脱型時にワイヤーブラシを用いてレイタンス部分を除去した。(処理深さ 3.0mm)
処理無	既存部供試体に対して、表面処理を行わず、そのまま補強部コンクリートを打ち継いだ。
完全付着無	既存部供試体の表面に厚さ 0.2mm のビニルシートを全長にわたって巻き付け、補強部コンクリートを打ち継いだ。

##### b) 補強方法

補強方法は、通常のコンクリート巻立て補強および軸方向プレストレスを導入したコンクリート巻立て補強の 2 種類である。通常のコンクリート巻立て補強では、補強部軸方向筋に SD295A-D13 を、また、軸方向プレストレスを導入するコンクリート巻立て補強では、補強部緊張材に SBPR930/1080- $\phi$ 11mm を、プレストレス導入率  $P_r=60\%$ (=緊張応力/引張強度)で用いた。緊張作業直後の引張応力度の制限値は、土木学会の「平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編]」<sup>7)</sup>では  $0.7f_{pvk}(0.85f_{pvk})$ 、また日本道路協会の「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編」<sup>8)</sup>では、 $0.70\sigma_{pu}$  あるいは  $0.85\sigma_{pv}$  のうち小さい方の値、となっているが、地震時に大きな慣性力を負担する橋脚への適用を考慮して、これらの値よりも若干小さい値とした。



## (2) 供試体

### a) 無補強(既存部)RC 供試体

無補強(既存部)供試体は図 3.1 に示すように、幅×高さ×スパン長(全長)=200×200×1800(2000) mm で、主筋として SD295A-D16 を 8 本配筋した。横補強筋には阪神大震災以前の基準である土木学会の「平成 3 年版コンクリート標準示方書[設計編]」<sup>9)</sup>の最小配筋量に相当する間隔 200mm で 135°フック付き SD295A-D6 スターラップを配筋した。この場合、曲げせん断耐力比( $V_u \cdot a/M_u$ )は 1.15 となり、正負交番荷重作用下では曲げ降伏後にせん断破壊を生じる可能性がある供試体となる。また、柱部材を想定し、断面中心に配置したアンボンド SBPR930/1080-φ17mm を用いて圧縮軸力を軸力比( $\sigma_c/f_c$ )=10%を目標に導入した。なお、既存部のコンクリート目標強度  $f_{cr}$  は 27N/mm<sup>2</sup> とした。

### b) コンクリート巻立て補強供試体

この無補強(既存部)供試体に対して、(1)の各打継面処理を行い、補強部コンクリートを巻き立てた。補強供試体の形状・寸法は、図 3.2 に示すように、幅×高さ×スパン長(全長)=300×300×1800(2000)mm で、巻立てコンクリート補強厚は 50mm とした。通常のコンクリート巻立て補強における補強部断面の比率からすれば、200×200mm の既存部断面に対して補強厚 30mm 程度となるが、補強部にプレストレスを導入することから幾分大きい目の補強厚を適用した。通常のコンクリート巻立て補強供試体では、補強部軸方向筋として SD295A-D13 を、軸方向プレストレスを導入するコンクリート巻立て補強供試体では、補強部緊張材として SBPR930/1080-φ11mm を用いた。コンクリート巻立て補強供試体の曲げ区間への横拘束筋配筋量は、既存部を含めたコアコンクリートに対して(既存部横補強筋は含まない)横拘束筋体積比 $p_v$ で 0.92%(配筋間隔  $s=44$ mm)とした。また、補強部せん断区間へは 135°フック付き SD295A-D6 スターラップを配筋間隔  $s_s=100$ mm で配置し、せん断補強筋比は既存部を含めた  $b_w$  に対して、既存部横補強筋も含めて  $p_w=0.21\%$ とした。

軸方向プレストレスを導入するものは、所定の緊張力を4本の緊張材に適用し、口型の定着板を用いて補強部断面のみに与えているが、既存部と補強部コンクリートに付着があるため、プレストレスは既存部材にも伝達された。この結果、アンボンドSBPR-φ17mmによって既存部供試体に導入していた軸力が低下するため、軸方向プレストレス導入後に軸力の再調整を行った。また緊張作業後、直ちにシース内にグラウトを注入し、ボンドタイプとした。軸方向プレストレスを有するRC巻立て補強供試体作製の流れを以下に示す。

- ① 既存部供試体打設・脱型・養生
- ② 軸力比10%を目標に軸力を導入
- ③ 補強部鉄筋かご作成
- ④ 補強部コンクリート打設・脱型・養生
- ⑤ 軸方向プレストレス導入、軸力の再調整、グラウト注入

(1)および(2)をもとに作製した供試体の一覧を表 3.2 に示す。

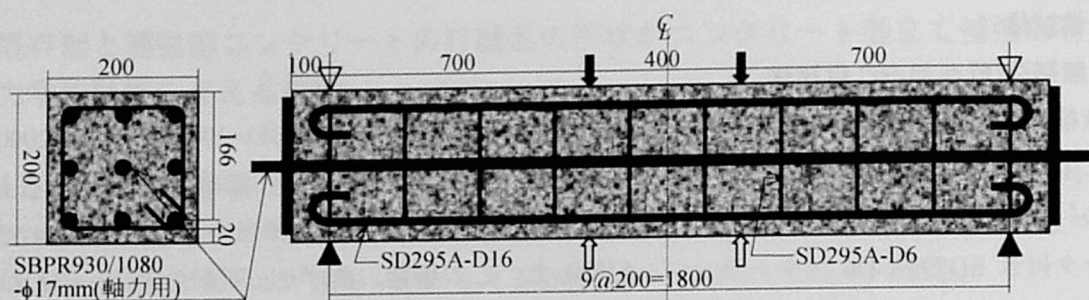


図 3.1 無補強(既存部)供試体形状・寸法 (単位:mm)

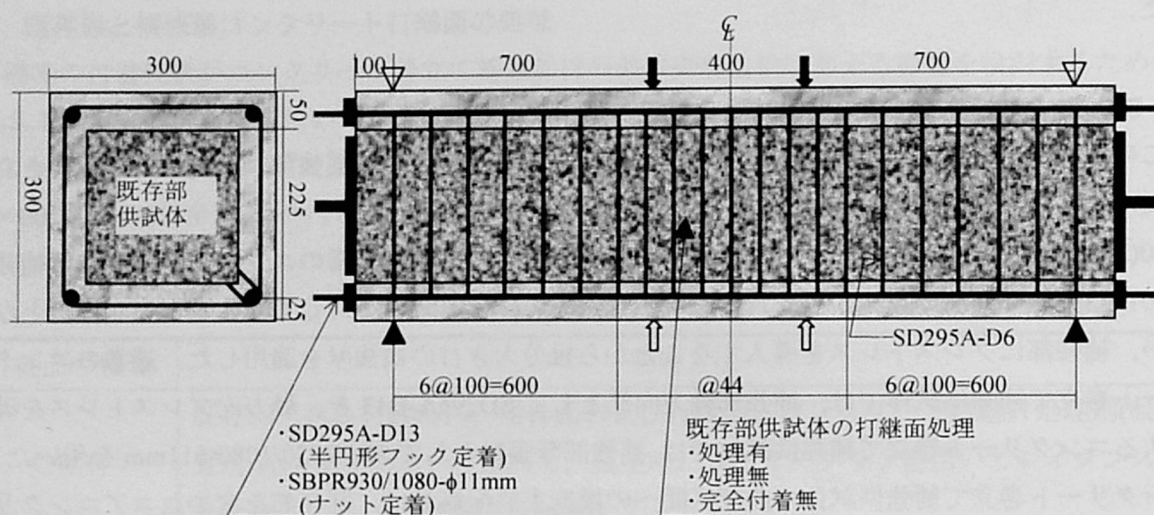


図 3.2 コンクリート巻立て補強供試体形状・寸法 (単位:mm)

表 3.2 供試体一覧

供試体	軸力比 (%)	打継面処理	補強部軸方向筋	プレストレス導入率 $P_r$ (%)	緊張力 (kN)	$f_c$ 既存部 (N/mm <sup>2</sup> )	$f_c$ 補強部 (N/mm <sup>2</sup> )
BD	9.7	処理有	SD295A-D13	0	0.0	40.3	50.0
UD	9.2	完全付着無	SD295A-D13	0	0.0	40.7	52.4
BP	11.5	処理有	SBPR-φ11mm	60	53.0	45.1	45.4
NP	10.7	処理無	SBPR-φ11mm	60	53.0	39.8	51.2
UP	10.5	完全付着無	SBPR-φ11mm	60	53.0	38.9	51.2

### (3) 載荷方法

載荷は図 3.3 に示すように、スパン 1800mm に対し、曲げスパン 400mm、せん断スパン 700mm の対称 2 点漸増繰返し型曲げ載荷試験とし、低サイクル疲労時の補強部緊張材の挙動を検討する

目的で、降伏荷重時変位の奇数倍変位で同一変位 3 回の繰返しを行った。本実験は柱部材を想定したものであるが、曲げと軸力のみが作用する純曲げ区間に着目し、基本的な曲げ変形性状を検討した。なお、降伏荷重時変位 $\delta_y$ は各種補強部軸方向筋ごとに 1 体目の載荷時荷重-変位曲線の屈曲点を求めることにより決定した。また、終局は最大荷重以降の荷重低下領域で荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位点として定義した。なお、降伏荷重時変位 $\delta_y$ は、補強部軸方向筋として SD295A-D13 を用いたもので $\delta_y=6.17\text{mm}$ 、SBPR930/1080- $\phi 11\text{mm}$  を用いたもので $\delta_y=7.06\text{mm}$ とした。

#### (4) 測定項目

測定状況を図 3.3 に示す。スパン中央およびスパン両端位置に変位計(容量 100mm)を設置し変位を測定した。また、既存部軸方向筋 SD295A-D16、軸力用 SBPR- $\phi 17\text{mm}$  および補強部軸方向筋のスパン中央部にひずみゲージ(それぞれ検長 3mm, 5mm, 5mm)を貼付け、ひずみを測定した。スパン中央部の上縁と下縁コンクリート表面には、ひずみゲージ(検長 60mm)をそれぞれ 2 つずつ貼付け、軸方向プレストレス導入時および載荷時のコンクリートひずみを測定した。なお、軸方向プレストレスは、この 4 つのひずみの平均値から算出した。さらに、スパン中央の高さ 50, 150, 250mm の位置に $\pi$ 型ゲージ(検長 200mm)を取り付け、その変位の差より曲率を算定するとともに、その高さ位置でのひずみを算定した。スパン中央の上および下縁にも同様の $\pi$ 型ゲージを取り付け、変位を測定しひずみを算出した。せん断スパン中央の既存部および補強部せん断補強筋のそれぞれ側面断面高さ中央部 2 ヶ所にひずみゲージ(検長 2mm)を貼り付け、ひずみを測定した。

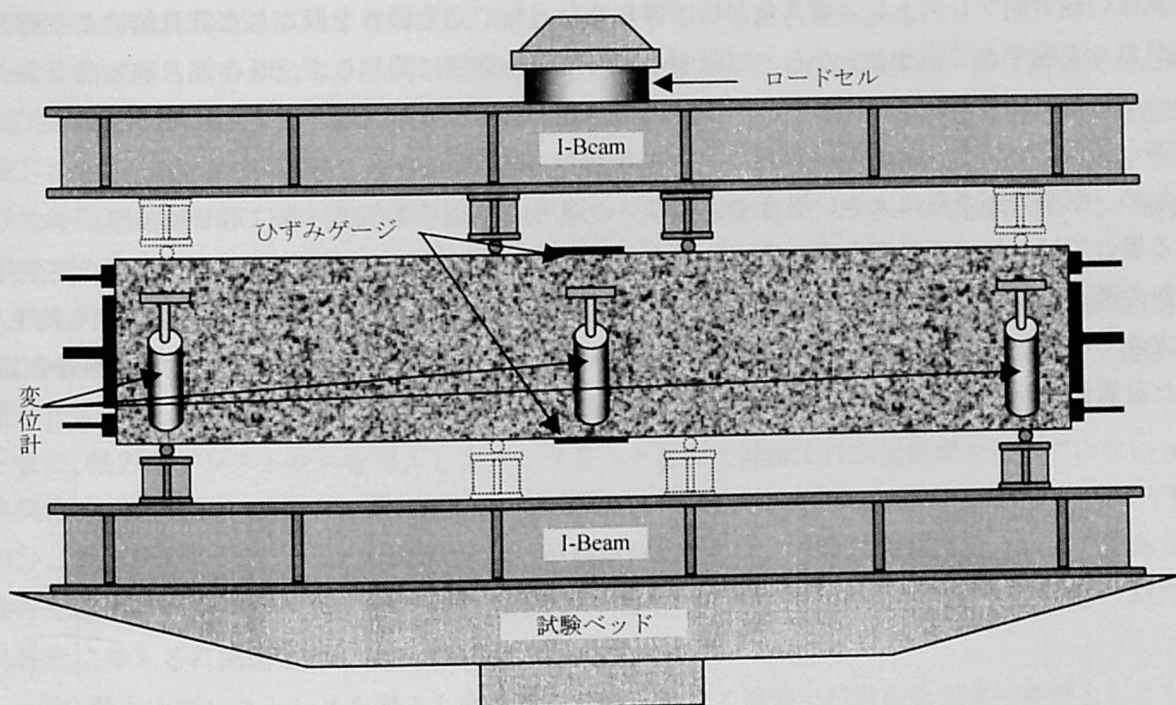


図 3.3 載荷および測定状況

### 3.2.2 打継面処理方法の違いが軸方向プレストレスの導入量に与える影響

軸方向プレストレス導入量の計算値は、打継面処理有および処理無の供試体に関しては打継面の完全付着を仮定して求めた。

まず、完全付着を仮定した軸方向プレストレスは、次式により求めた。

$$\sigma_{ps}=E_{cj} \cdot \epsilon_{cj}=E_{cj} \cdot P / (A_{cj} \cdot E_{cj} + A_{cc} \cdot E_{cc} + A_s \cdot E_s) \quad (3.1)$$

一方、打継面完全付着無の供試体については、完全付着無の仮定のもと、すなわち既存部供試体が関与しない形として次式により求めた。

$$\sigma_{ps}=E_{cj} \cdot \epsilon_{cj}=E_{cj} \cdot P / (A_{cj} \cdot E_{cj}) \quad (3.2)$$

ここに、 $\sigma_{ps}$  : 軸方向プレストレス、 $\epsilon_{cj}$  : 補強部コンクリートひずみ  
 $E_{cj}, A_{cj}$  : 補強部コンクリートのヤング係数および純断面積  
 $E_{cc}, A_{cc}$  : 既存部コンクリートのヤング係数および純断面積  
 $E_s, A_s$  : 既存部軸方向筋(D16)のヤング係数および断面積

打継面の処理方法が軸方向プレストレスの導入量に与える影響を図 3.4 に示す。本検討での既存部と補強部コンクリートの断面積比で、総緊張力 212kN の場合には、打継面の処理有と処理無供試体の軸方向プレストレス導入量がほぼ等しくなった。完全付着を仮定した計算値により導入量が良く表現できていることから、打継面の表面処理の有無に関わらず、既存部と補強部コンクリート打継面にすべりが発生せず、ほぼ同程度の導入量となったものと考えられる。しかし、既存部と補強部コンクリートの付着応力-すべり関係は、打継面処理有と処理無で異なると考えられるため、緊張力がさらに大きい場合や実橋脚への適用において既存部材厚に対し補強厚が小さくなる場合では、打継面処理方法の違いによって導入量に差が生じる可能性がある。一方、完全付着無の導入量は、既存部供試体へのひずみの伝達がほぼないことから、他の処理方法よりも約 1.4 倍大きくなった。しかし、打継面に多少の摩擦が生じていたものと考えられ、完全付着無を仮定した計算値よりは小さくなった。



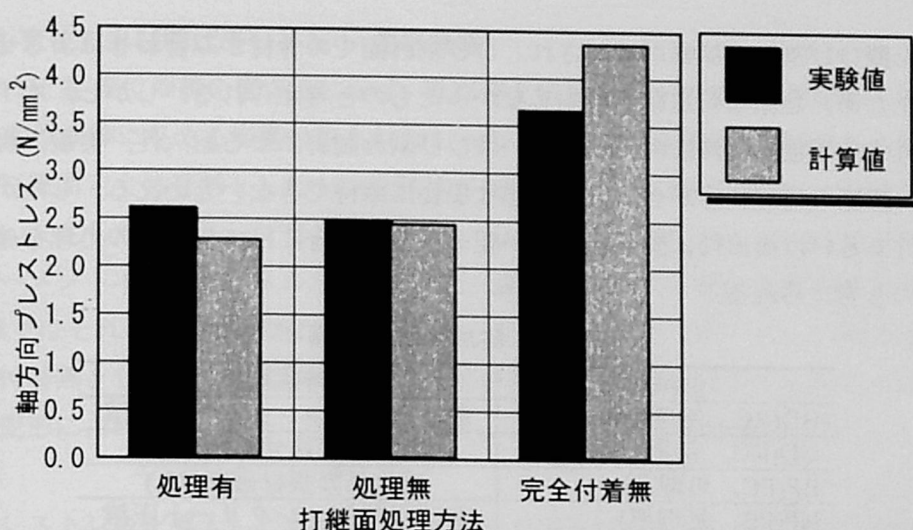


図 3.4 打継面処理方法が軸方向プレストレスの導入量に与える影響

### 3.2.3 ひび割れ性状および終局時破壊原因

各供試体の終局時の破壊原因および載荷終了後のひび割れ状況をそれぞれ表 3.3, 図 3.5 に示す。

通常のコンクリート巻立て補強で打継面処理を行った BD 供試体は,  $5\delta_y$  の繰返し載荷中に補強部軸方向筋の座屈と既存部軸方向筋の座屈にともなう補強部コアコンクリートの損傷が顕著になり, 補強部横拘束筋のフック部分が損傷を受け, コアコンクリートに対する拘束力を失い終局に至った。したがって, 大きな塑性変形能は得られなかった。載荷終了後のひび割れ状況をみると, 分散性の良い, 広範囲にわたる曲げひび割れが発生していることがわかる。

通常のコンクリート巻立て補強で打継面を完全付着無とした UD 供試体は, 曲げ降伏後せん断ひび割れが進展した。その後,  $7\delta_y$  1 回目の載荷において, せん断ひび割れの拡幅とともに荷重が低下し終局に至った。載荷終了後のひび割れ状況をみると, せん断ひび割れが卓越していることがわかるが, 載荷終了後の供試体を観察したところ, せん断スパンのウェブ領域において, 補強部コンクリートに比べ既存部コンクリートの損傷が軽微であった。

軸方向プレストレスを導入したコンクリート巻立て補強で打継面処理を行った BP 供試体は,  $7\delta_y$  の繰返し載荷中に緊張材が破断し終局に至った。載荷終了後のひび割れ状況をみると, 前節で述べたように, 軸方向プレストレスによるひび割れの制御効果が現れていることがわかる。

また, 軸方向プレストレスを導入したコンクリート巻立て補強で打継面処理を行っていない NP 供試体は,  $7\delta_y$  繰返し載荷中に曲げ圧縮部コンクリートの圧潰が進行し終局に至った。載荷終了後のひび割れ状況をみると, NP 供試体の方が BP 供試体に比べて若干圧潰領域が大きいようであり, 曲げ圧縮部のコンクリート圧潰が緊張材破断よりも先行したものと考えられる。しかし, ひび割れ性状に与える打継面処理の有無の影響は見られなかった。

一方, 軸方向プレストレスを導入したコンクリート巻立て補強で打継面を完全付着無とした UP 供試体は, UD 供試体と同様, 曲げ降伏後からせん断ひび割れが数多く発生したものの,  $7\delta_y$  載荷終了時点において終局に至らなかった。軸方向プレストレスの導入によって補強部コンクリート

に生じたせん断ひび割れの拡幅が抑制され、ひび割れ面での骨材かみ合わせによるせん断力の負担が持続したため、急激な荷重低下が生じなかったものと考えられる。しかし、本工法の特徴の特徴である外力作用後の補修性の向上あるいはひび割れ制御による耐久性、美観、視覚的安全性の向上は、打継面の付着状態がきわめて劣悪な場合に期待できないといえる。したがって、このような使用性あるいは復旧性に関する性能が要求された場合には、打継面の処理を確実に行う必要があるものと考えられる。

表 3.3 終局時破壊原因

供試体	終局時破壊原因
BD(RC, 処理有)	曲げ圧縮部コンクリート圧潰
UD(RC, 完全付着無)	曲げ降伏後せん断破壊
BP(PC, 処理有)	補強部緊張材破断( $7\delta_v$ )
NP(PC, 処理無)	曲げ圧縮部コンクリート圧潰
UP(PC, 完全付着無)	終局に至らず

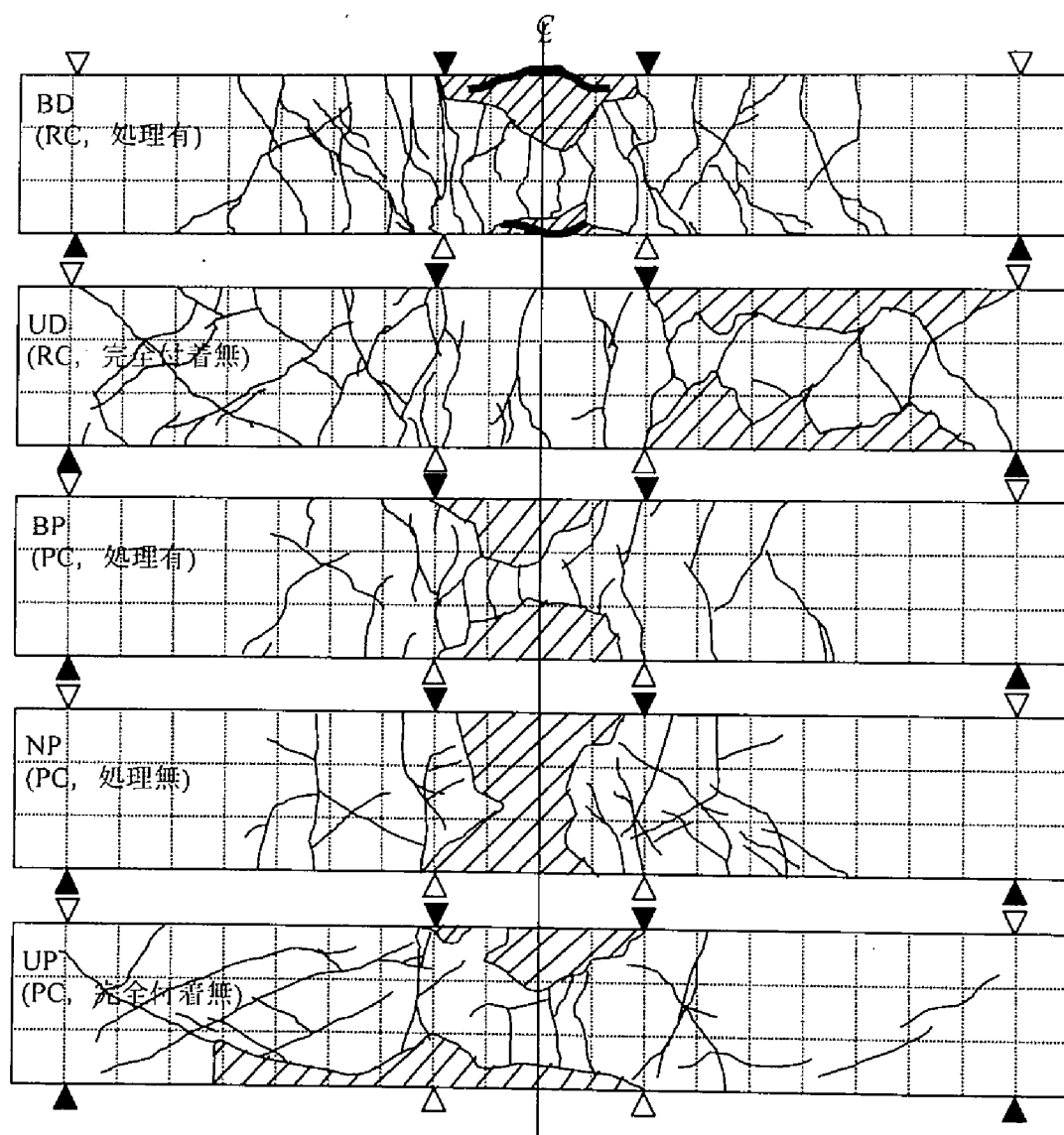


図 3.5 載荷終了後のひび割れ状況

### 3.2.4 荷重-変位および曲げモーメント-曲率曲線

各供試体の荷重-変位曲線を図 3.6 に示す。既存部と補強部コンクリート打継面の処理方法の違いが、荷重-変位曲線に与える影響はみられなかった。なかでも通常のコンクリート巻立て補強供試体では、打継面完全付着無とした UD 供試体が曲げ降伏後せん断ひび割れが顕著になったにもかかわらず、安定した履歴ループ形状となっている。そこで、BD および UD 供試体の等曲げ区間の曲げモーメント-曲率曲線について検討した。曲げモーメント-曲率曲線を図 3.7 に示す。荷重-変位曲線ではそれほど顕著な差は見られなかったものの、曲げモーメント-曲率曲線では、打継面を完全付着無とした UD 供試体の曲率の増加が見られない。つまり、補強部においては、UD 供試体の全変形に占める曲げ変形の割合が小さく、ほとんどがせん断変形となっているものと考えられる。

軸方向プレストレスを導入したものでは、打継面処理を行った BP 供試体と打継面処理を行っていない NP 供試体がほぼ同じ挙動を示した。曲げ変形によって生じる打継面鉛直方向の力が、打継面の摩擦力を増加させ、打継面処理の有無にかかわらず同程度の曲げ変形挙動を与える打継面の性状となったものと考えられる。また、BP および NP 供試体では、3 $\delta_y$  回目の载荷において曲げ圧縮部かぶりの圧潰により最大荷重が現れたのに対し、打継面を完全付着無とした UP 供試体では、他の供試体より大きな軸方向プレストレスが導入されていたにもかかわらず、最大荷重時の変位が大きくなった。通常のコンクリート巻立て補強で打継面完全付着無とした UD 供試体と同様、全変形量に占めるせん断変形の割合が多くなったが、軸方向プレストレスが導入されていることから、せん断ひび割れの復元性が向上し、その後の荷重低下が生じず、曲げ圧縮部かぶりの圧潰に至ったものと考えられる。

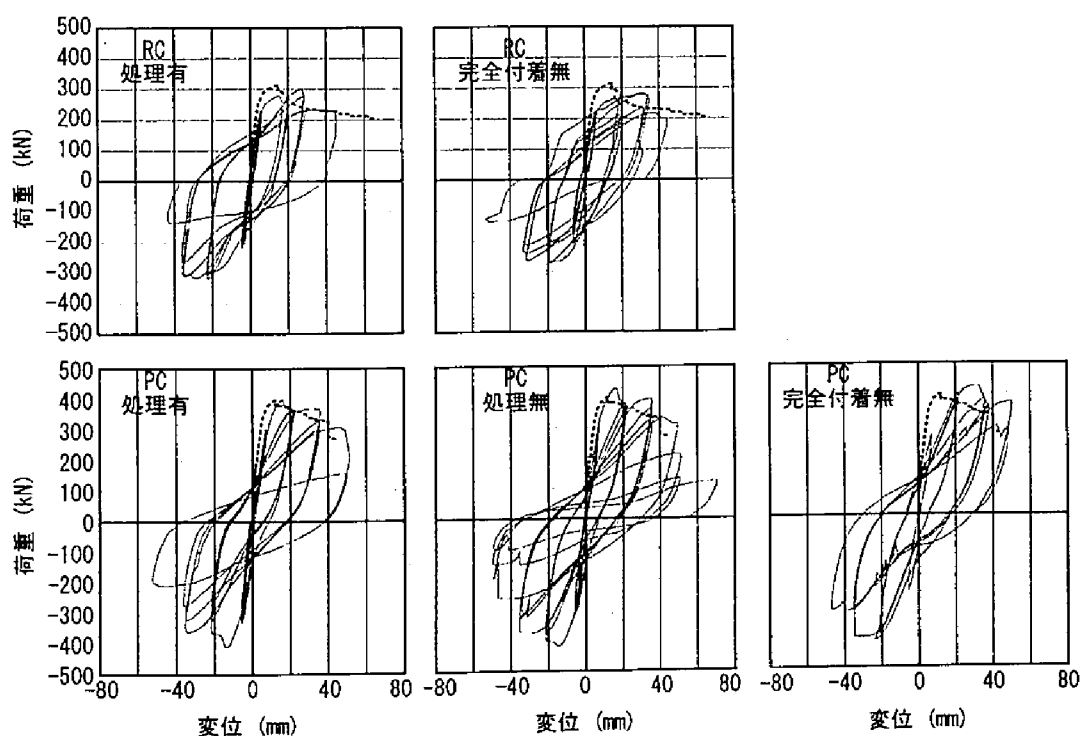


図 3.6 荷重-変位曲線

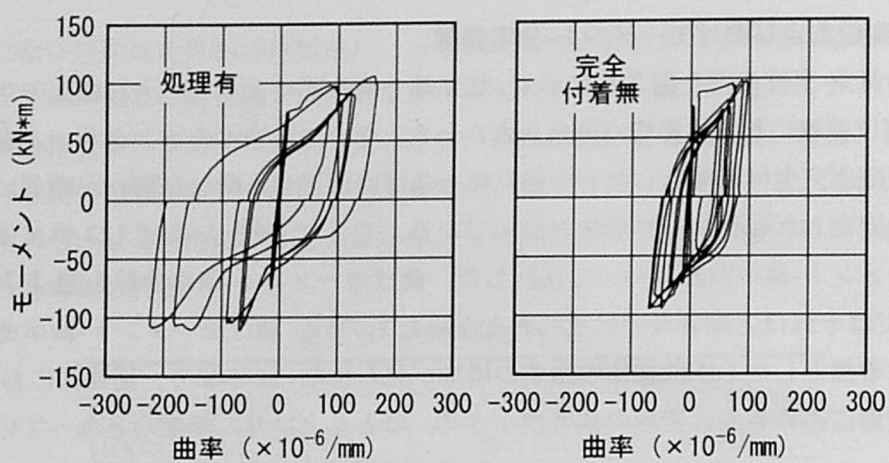


図 3.7 曲げモーメント-曲率曲線

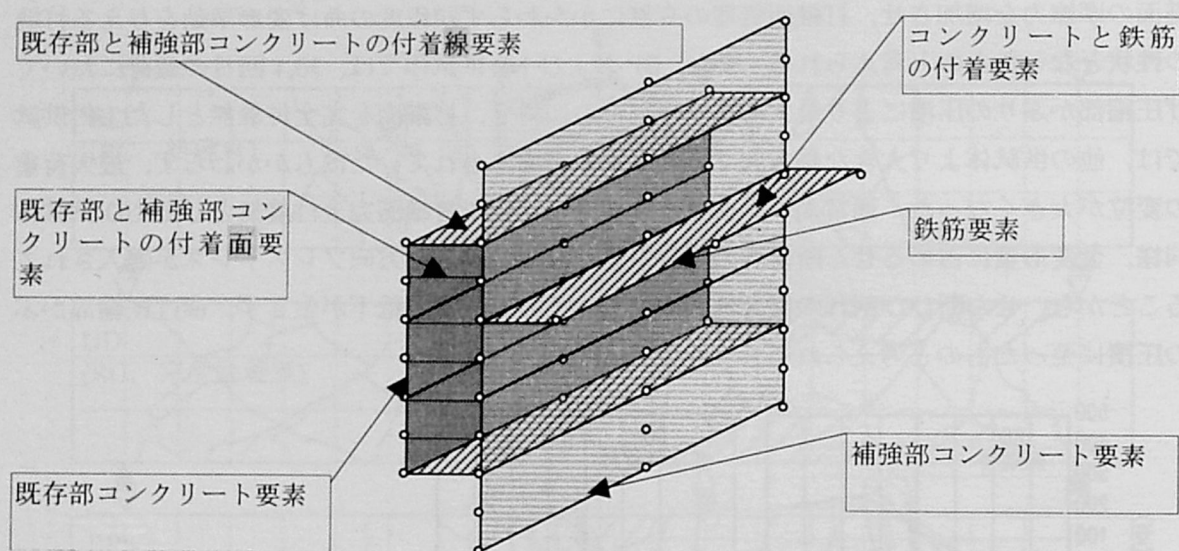


図 3.8 要素の概要

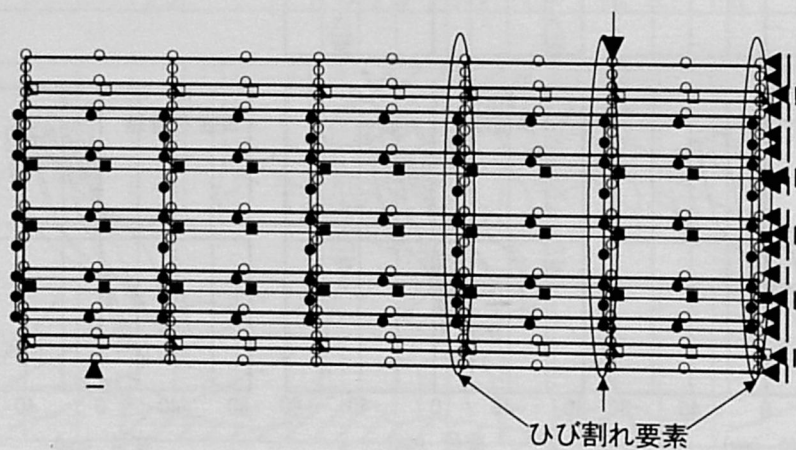


図 3.9 要素分割図



### 3.2.5 離散型要素を用いた有限要素解析

既存部と補強部コンクリート打継面に対して離散型の要素を導入した2次元有限要素解析<sup>10)</sup>により、コンクリート巻立て補強部材の曲げ変形挙動に与える打継面の影響を検討した。

#### (1) 解析モデルおよび境界条件

要素の概要および要素分割図を、それぞれ図3.8、図3.9に示す。解析は対称性を考慮して左側半分について行い、支点の鉛直方向およびスパン中央部の軸方向を固定した。また、はり端部( $x=0\text{mm}$ )から800mmのはり上縁の接点( $x=800\text{mm}$ ,  $y=300\text{mm}$ )に、鉛直下向きの増分変位を与えた。

#### (2) 要素特性

既存部および補強部コンクリートには、2次のアイソパラメトリック四辺形要素、既存部軸方向筋には、鉄筋の曲げ剛性EIを考慮した2次のアイソパラメトリックはり要素を用いた。補強部軸方向筋には、2次のアイソパラメトリック線要素、軸方向鉄筋とコンクリートの付着および既存部コンクリート上・下縁と補強部コンクリートの打継面には、それぞれの界面6接点からなる2次のアイソパラメトリック線要素を用いた。上・下縁の補強部コンクリート要素の幅は300mm、付着線要素の幅は200mmである。また、既存部コンクリート側面と補強部コンクリートの打継面には、それぞれの界面16接点からなる2次のアイソパラメトリック四辺形要素を用いた。さらに、補強部せん断補強筋として付着を考慮しない1次の線要素を用いた。

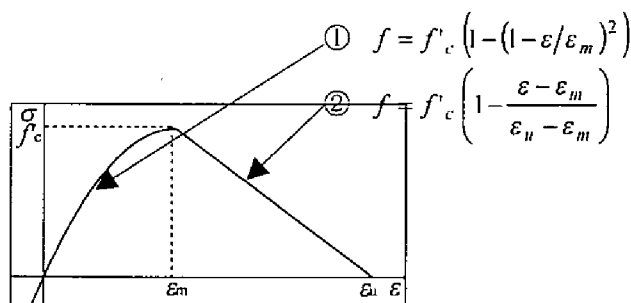


図 3.10 コンクリートの応力-ひずみ関係<sup>10)</sup>

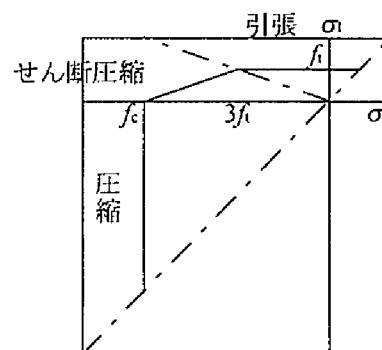


図 3.11 コンクリートの破壊基準<sup>10)</sup>

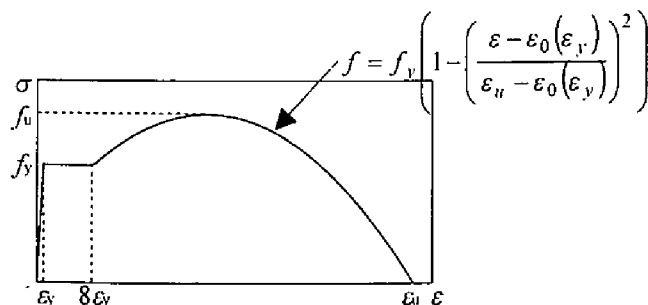


図 3.12 鉄筋の応力-ひずみ関係<sup>10)</sup>

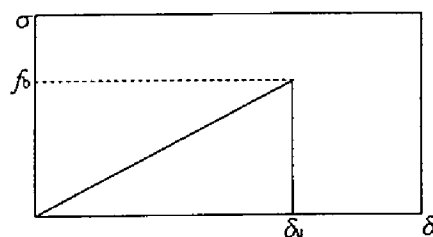


図 3.13 (付着)応力-相対変位関係

既存部および補強部コンクリートには図3. 10に示す応力-ひずみ関係を用い、図3. 11に示す破壊基準<sup>10)</sup>を適用した。本解析では軸方向のみに非線形性を導入し、軸直角方向には一定値(初期値)を用いた異方性材料として取り扱った。また、本解析では、コンクリートの引張応力に対する軟化域を設けていない。このことにより、コンクリートに過大な引張応力が生じることを避けるために、はり端部から600, 800, 1000mm位置の既存部および補強部コンクリート要素間に、上記の付着線要素と同様の考え方で、コンクリート要素間に接触する2面の界面要素を曲げひび割れを模擬し導入した<sup>10)</sup>。なお、この要素は要素法線方向の応力のみを伝達するものとした。既存部および補強部軸方向筋には、図3. 12に示す応力-ひずみ関係を適用し、ひずみ硬化を考慮した。

既存部コンクリート上・下縁と補強部コンクリート打継面付着要素の応力-相対変位関係を図3. 13に示す。この応力-すべり関係は、軸直角方向の相対変形(すべり)を $\delta_n$ 、軸方向の相対変形(すべり)を $\delta_t$ とすると次式で表される。

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{nn} & B_{nt} \\ B_{tn} & B_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_t \end{Bmatrix} = B \cdot \delta \quad (3.3)$$

一方、既存部コンクリート側面と補強部コンクリートの打継面付着要素の応力-相対変位関係は、水平方向のせん断応力と変形をそれぞれ $\tau_x$ 、 $\delta_x$ 、鉛直方向のせん断応力と変形をそれぞれ $\tau_y$ 、 $\delta_y$ 、また面法線方向の変形を無視すると、次式で表される。

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \tau_x \\ \tau_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} G_{xx} & 0 \\ 0 & G_{yy} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \end{Bmatrix} = G \cdot \delta \quad (3.4)$$

ここで、軸方向の変形に関する係数 $B_{tt}$ は、本来新旧コンクリート打継面に関する要素実験をもとに決定すべき値ではあるが、文献11)の付着応力-すべり関係の実験結果を参考に $B_{tt}=G_{xx}=G_{yy}=3.0\text{N/mm}^3$ を適用した。本解析では軸方向の変形のみを考慮し、 $B_{nn}=1.0 \times 10^4\text{N/mm}^3$ 、 $B_{nt}=B_{tn}=0\text{N/mm}^3$ とした。また、完全付着無を仮定して、微小な係数 $B_{tt}=G_{xx}=G_{yy}=1.0 \times 10^{-10}\text{N/mm}^3$ としたものについても検討した。なお、打継面の付着要素の厚さ $h$ は、文献6)に示されている処理深さの3.0mmを仮定した。さらに、打継面の完全付着を仮定し、既存部コンクリート要素の接点と補強部コンクリート要素の接点を剛接した(既存部と補強部コンクリート要素のそれぞれの接点間の相対変位(すべり)が生じないようにした)ものについても検討した。

既存部および補強部コンクリートの圧縮強度、ヤング係数は、それぞれ $f_c=27\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=2.65 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、 $f_c=45\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=3.2 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、またポアソン比は $\nu=0.1667$ とし、既存部軸方向筋の弾性係数は $E_s=2.1 \times 10^5\text{N/mm}^2$ とした。

### (3) 解析結果

補強部軸方向鉄筋としてSD295A-D13を用いた通常のコンクリート巻立て補強供試体(BDおよびUD供試体)について行なった荷重-変位曲線の解析結果と実験値を図3.14に示す。係数 $3.0\text{N/mm}^3$ および要素接点を剛接したものは、荷重-変位曲線の傾きに大きな差は見られず、また実験値もほぼ同程度の傾きとなっている。すなわち、本研究で適用した打継面処理程度の付着性状であれば、一体化部材としての挙動が得られるものと考えられる。これに対し、係数 $1.0 \times 10^{-10}\text{N/mm}^3$ の傾きは他より顕著に小さくなっており、また実験での完全付着無の傾きよりも小さくなっている。これは、計算では既存部と補強部コンクリートの付着要素の付着応力-すべり関係で鉛直方向の係数を一定としているのに対し、実験では曲げ変形の進行にともなって打継面に鉛直力が作用し、打継面接線方向の摩擦力が増加したためであると考えられる。しかし、実験では完全付着無の場合、せん断破壊を生じており、せん断耐荷機構に与える打継面処理方法の影響に関しては、せん断ひび割れの進展<sup>12)</sup>あるいは付着要素の非線形性を考慮したうえでの検討が必要であると思われる。

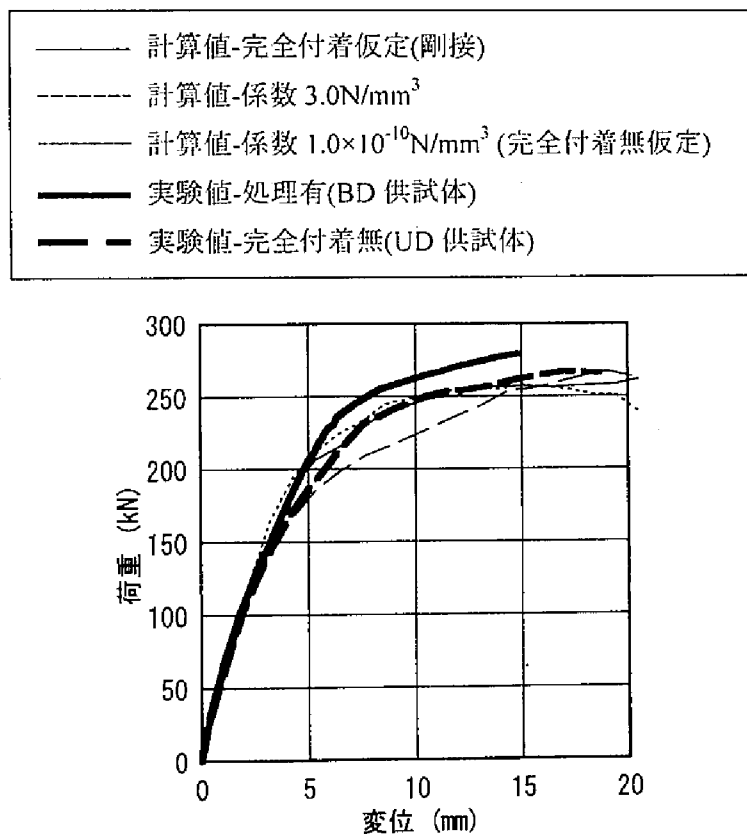


図 3.14 荷重-変位曲線

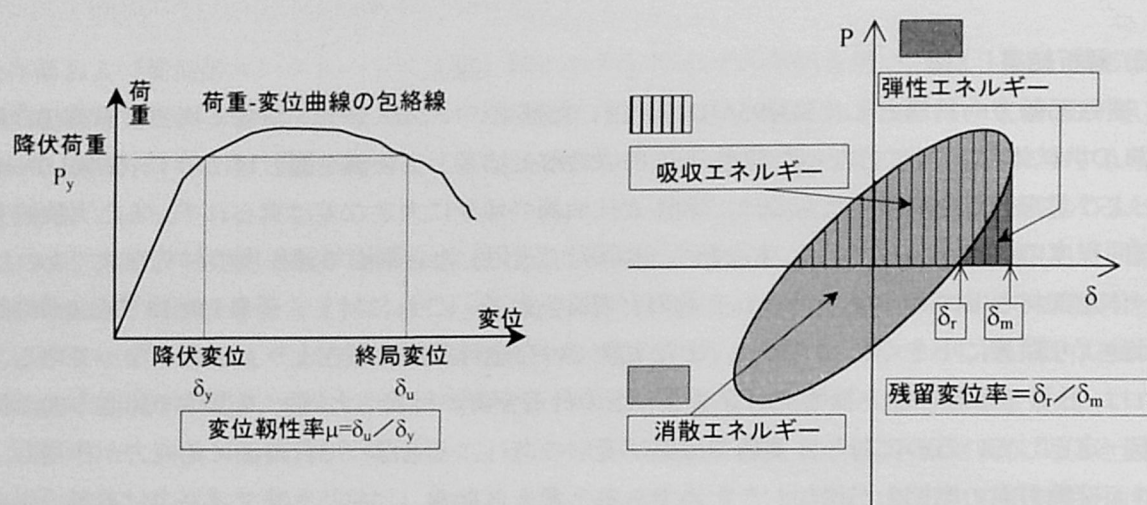


図 3.15 変位靱性率，吸収エネルギー，消散エネルギー，残留変位率および弾性エネルギーの定義

### 3.2.6 靱性および復元特性

本検討では，靱性を表す指標として変位靱性率，吸収エネルギーおよび消散エネルギーを，復元特性を表す指標として残留変位率および弾性エネルギーを用いた．変位靱性率，吸収エネルギー，消散エネルギー，残留変位率および弾性エネルギーの定義を図 3.15 に示す．

打継面の処理方法および補強方法が変位靱性率，終局時までの吸収エネルギーに与える影響をそれぞれ図 3.16，図 3.17 に示す．通常のコングリート巻立て補強において，打継面処理有と完全付着無の供試体では，変位靱性率および吸収エネルギーに差はみられなかった．完全付着無の UD 供試体は，曲げ降伏後せん断破壊を生じており，また処理有の BD 供試体も補強部横拘束筋フックの破損が生じ，靱性に富む破壊形式ではなかったために同程度の変位靱性率，吸収エネルギーとなった．また，軸方向プレストレスを導入した供試体は，打継面処理有の BP 供試体が  $7\delta_y$  での補強部緊張材破断，処理無の NP 供試体が  $7\delta_y$  での曲げ圧縮破壊であり，いずれも  $7\delta_y$  で荷重低下が生じたことから変位靱性率および吸収エネルギーに差は認められなかった．これに対し，打継面を完全付着無とした UP 供試体の変位靱性率および吸収エネルギーも，他の 2 供試体と同程度となった．曲げ降伏後せん断ひび割れが顕著になったものの，軸方向プレストレスによって荷重が維持され，せん断変形が増大したため，結果的に同程度の値となったものと考えられる．一方，通常のコングリート巻立て補強供試体と軸方向プレストレスを導入した供試体を比較すると，変位靱性率よりも吸収エネルギーの方が，補強方法の違いによる差が明確になった．補強部緊張材に高強度材料を使用したことによる曲げ耐力の増加が，エネルギー吸収能を増加させたためである．

次に，打継面の処理方法および補強方法が消散エネルギーに与える影響を図 3.18 に示す．通常のコングリート巻立て補強で打継面を完全付着無とした UD 供試体は，曲げ降伏後にせん断破壊を生じたため，終局時のエネルギー消散能が顕著に低下している．また，軸方向プレストレスを導入したもので打継面を完全付着無とした UP 供試体のエネルギー消散能が， $5\delta_y$  で処理有および無の供試体よりも大きくなった．せん断変形の増大により曲げ圧縮部かぶりの圧潰が遅れたため，

最大荷重時変位が大きくなったためである。しかし、最終的なエネルギー消散能は同程度である。一方、補強方法の違いが 58<sub>y</sub> までのエネルギー消散能に与える影響は小さい。これは、軸方向プレストレスを導入した供試体の方が、曲げ耐力が大きくなるため吸収エネルギーは大きくなるが、弾性エネルギーも大きくなるためである。

打継面の処理方法および補強方法が残留変位率、弾性エネルギーに与える影響をそれぞれ図 3.19、図 3.20 に示す。通常のコンクリート巻立て補強では、同一変位における残留変位率および弾性エネルギーにばらつきはあるものの、打継面処理方法の違いによるそれほど顕著な傾向はみられない。これに対し、軸方向プレストレスを導入した供試体では、打継面を完全付着無とした UP 供試体が軸方向プレストレスの導入量が大きく、ひび割れの復元性が大きくなることから、同一変位における残留変位率が小さく、また弾性エネルギーが大きくなった。打継面処理有の BP 供試体と処理無の NP 供試体は、軸方向プレストレスの導入量はほぼ同じであったが、BP 供試体が補強部緊張材破断、NP 供試体が曲げ圧縮破壊となったことから、特に終局時における復元特性に差がみられる。打継面の付着を積極的に切り、補強部コンクリートに大きな軸方向プレストレスを導入することで、復元特性を大きく改善できる可能性がある。

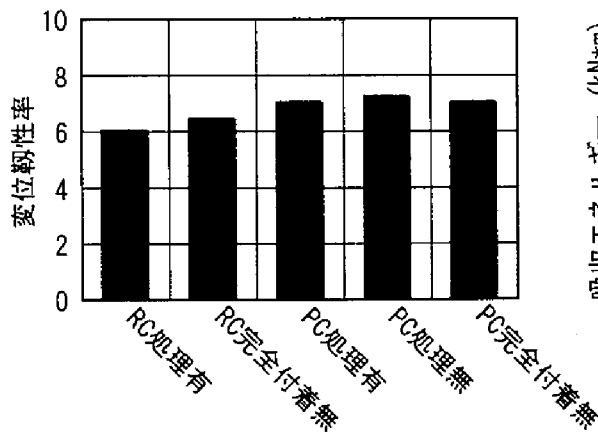


図 3.16 変位靱性率に与える影響

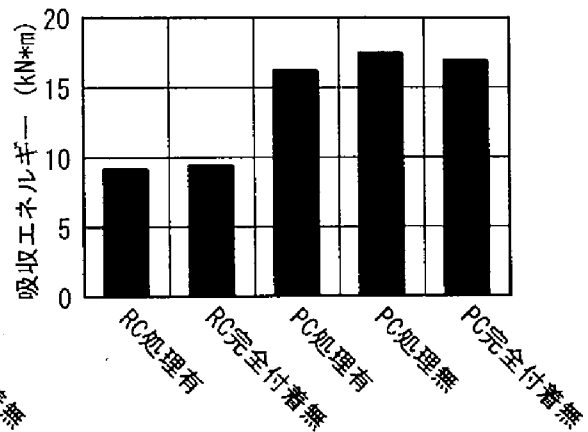


図 3.17 吸収エネルギーに与える影響

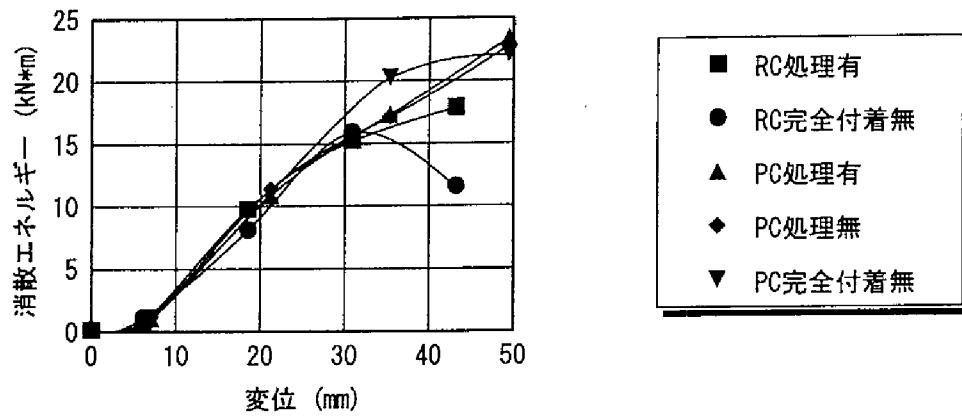


図 3.18 消散エネルギーに与える影響

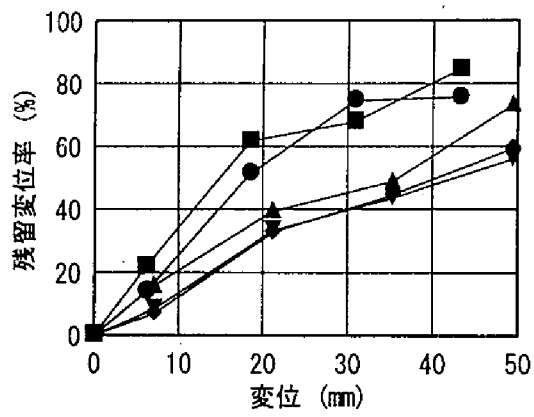


図 3.19 残留変位率に与える影響

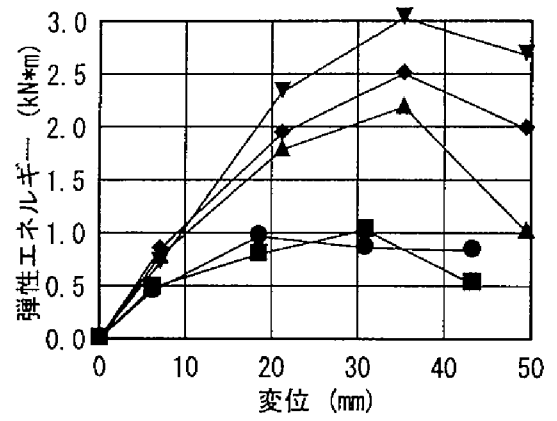


図 3.20 弾性エネルギーに与える影響

### 3.2.7 断面高さ方向のひずみ分布

図 3.14 に示したとおり、打継面を完全付着無とした UD 供試体の荷重-変位曲線は、初期の傾きが小さくなる傾向を示した。このことから、打継面で断面高さ方向のひずみが不連続となり、平面保持が成り立っていない可能性がある。

そこで、スパン中央の供試体上・下縁、側面、既存部軸方向筋および補強部軸方向筋で測定したひずみを用いて、正方向  $1\delta_y$  における断面高さ方向のひずみ分布を調べた。その結果を図 3.21 に示す。通常のコンクリート巻立て補強において、打継面処理有の BD 供試体は、平面保持の仮定をほぼ満足している。しかし、打継面を完全付着無とした UD 供試体は、打継面を介してひずみに差が出ている。また、補強部コンクリートのひずみが、BD 供試体よりも小さくなっており、このことから同一変位での荷重が小さくなったとともに、曲げ圧縮部かぶりの圧潰が遅れ、せん断破壊を生じたものと考えられる。一方、軸方向プレストレスを導入したコンクリート巻立て補強供試体で、打継面を完全付着無とした UP 供試体においても同様の傾向がみられる。しかし、処理有の BP 供試体と処理無の NP 供試体のひずみ分布には差がみられなかった。

### 3.2.8 せん断補強筋ひずみ

既存部および補強部せん断補強筋のひずみを図 3.22 に示す。打継面処理有の BD、BP 供試体および打継面処理無の NP 供試体は、損傷が等曲げ区間に集中しせん断ひび割れがほとんど発生しなかったため、せん断補強筋降伏前後の小さいひずみとなっている。また、既存部と補強部せん断補強筋のひずみの値がほぼ同程度となっており、打継面でのせん断力の伝達が行われているようである。

しかし、曲げ降伏後にせん断破壊を生じた UD 供試体では、補強部コンクリートに発生したせん断ひび割れの拡幅により補強部せん断補強筋の負担が顕著に大きくなっていることがわかる。また、今回測定は行っていないが、既存部と補強部コンクリートが負担するせん断力の割合についても同様の傾向を示している可能性がある。つまり、打継面の付着がきわめて劣悪である場合、土木学会の「平成 8 年度コンクリート標準示方書[設計編]」<sup>13)</sup>のせん断耐力算定式のように、 $V=V_c+V_s$  とするとき、せん断補強筋が受持つせん断耐力  $V_s$  において既存部せん断補強筋はあまり期待できないこと、またコンクリートが受持つせん断耐力  $V_c$  において、既存部材幅を含めた部材幅  $b_w$  の全長が有効に生かされないことが考えられる。

これに対し、軸方向プレストレスを導入した UP 供試体は、せん断ひび割れが多く発生したものの軸方向プレストレスの効果によって、せん断ひび割れの拡幅が抑制されたことにより、補強部せん断補強筋のひずみが小さくなっている。また、軸方向プレストレスは既存部にはあまり伝達されていないため、補強部に比べ既存部のせん断補強筋ひずみが大きくなっている。

土木学会の「平成 8 年度コンクリート標準示方書[設計編]」<sup>13)</sup>では、プレストレスの軸方向成分がせん断耐力に与える影響をディコンプレッションモーメント  $M_0$  により評価しており、断面下縁の応力のみを考慮している。しかし、本工法のようにプレストレスが長方形分布している場合、三角形分布よりもせん断耐力が向上することが知られている<sup>14)</sup>。今後、このような断面内のプレストレス分布がせん断耐力に与える影響を設計に反映することができれば、打継面を完全付着無

として軸方向プレストレスを導入する方法は、打継面処理有と同程度の靱性および復元特性を得ることができるため積極的に採用すべき構造形式となりうる可能性がある。

ただし、図 3.5 に示したように、打継面処理有および無に比べせん断ひび割れが顕著であることから、外力作用後の補修性、劣化因子の侵入抵抗性、美観および視覚的な安全性が要求される場合には、既存部と補強部コンクリート打継面の処理を行う必要がある。



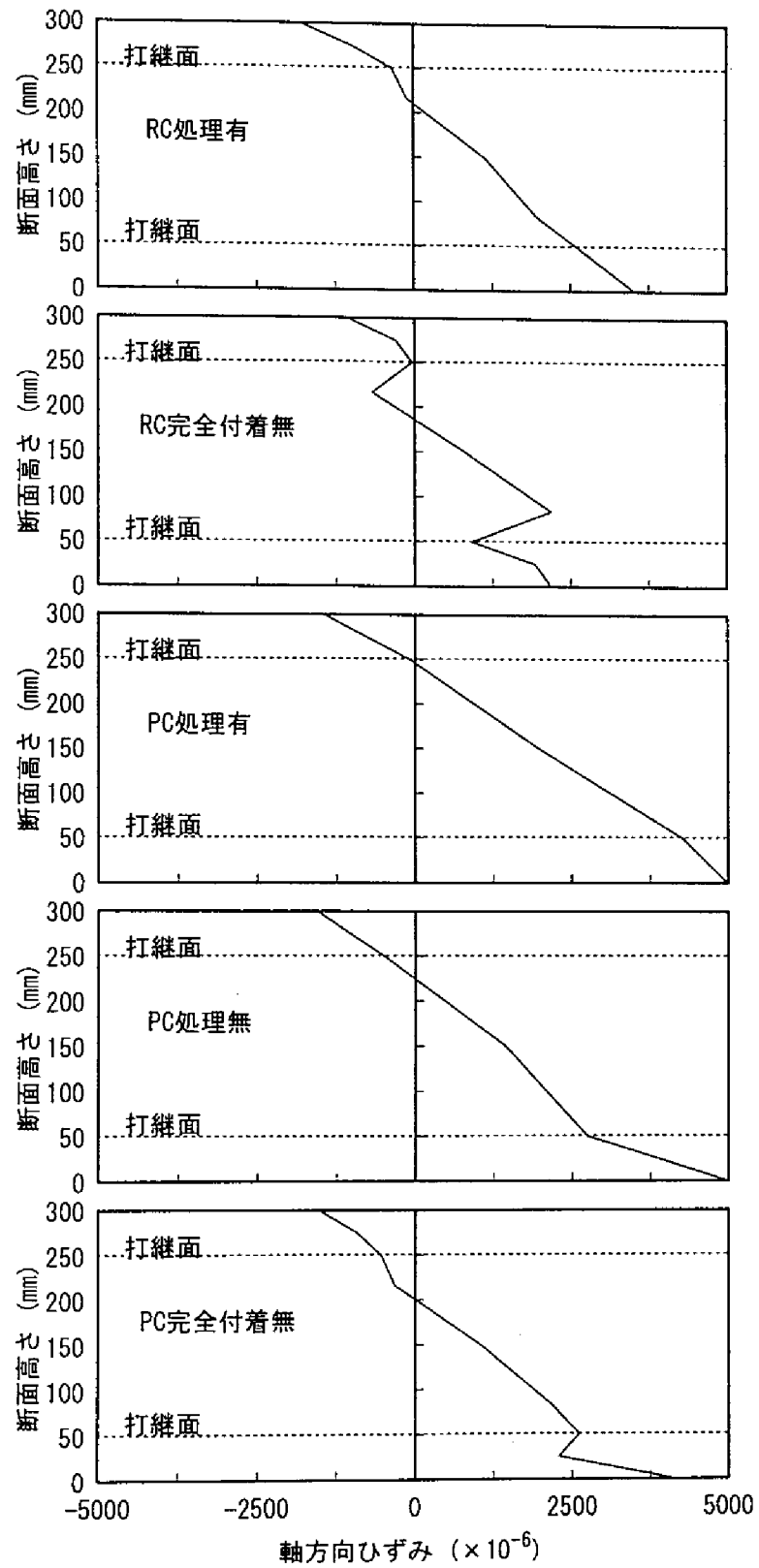


図 3.21 断面高さ方向のひずみ分布

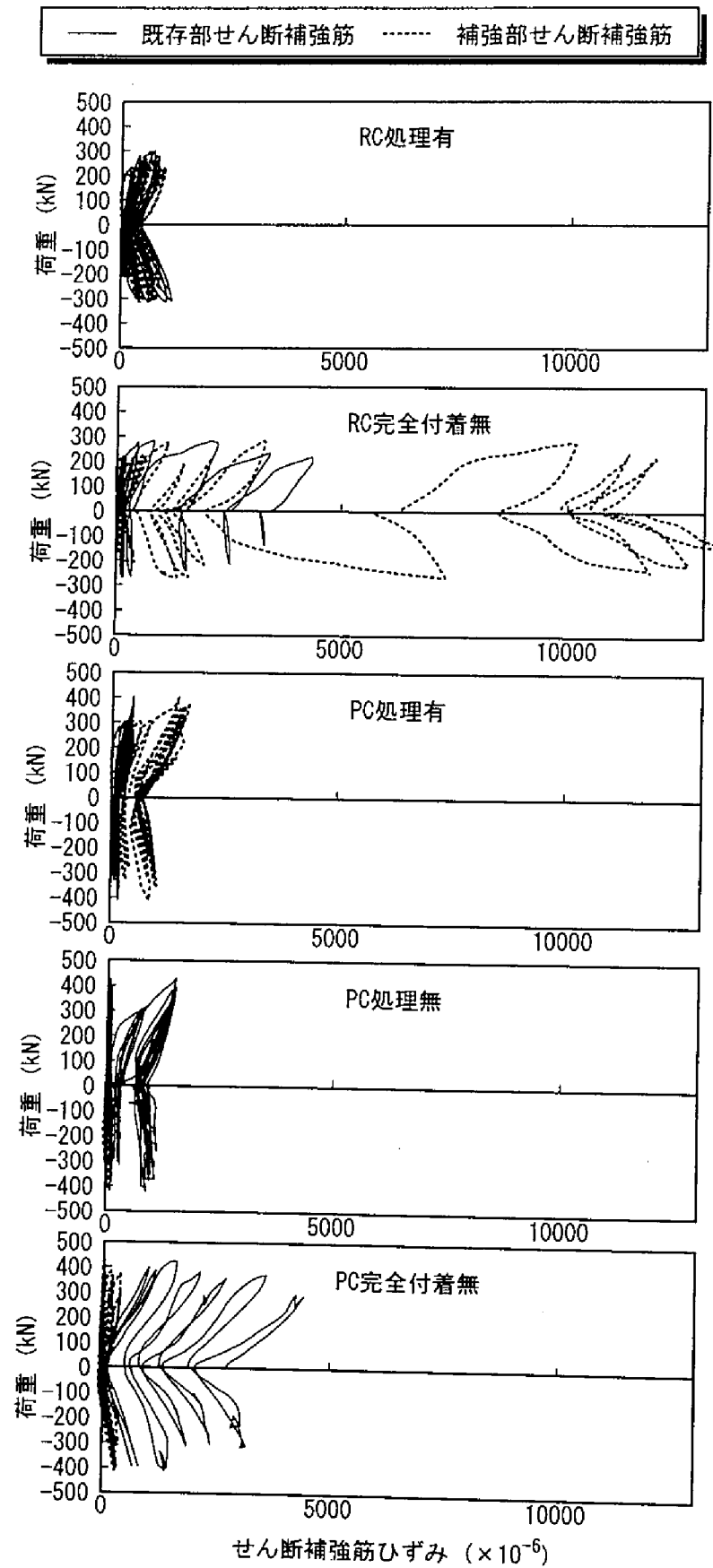


図 3.22 せん断補強筋ひずみ

### 3.3 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形性状

前節での検討結果から、今回用いた既存部と補強部コンクリート打継面処理によって、一体化部材としての曲げ変形挙動が得られることが明らかとなった。そこで、軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形性状を検討する本節では、前節で用いた打継面処理によって一体性を確保した。そのうえで、軸方向プレストレスの量、補強部緊張材の機械的性質、補強部緊張材の緊張率ならびに補強部横拘束筋量が、軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形性状に与える影響を検討した。

#### 3.3.1 実験概要

##### (1) 実験要因

##### a) 軸方向プレストレス

軸方向プレストレスの量は、補強部緊張材に与える緊張力によって変化する。そこで、補強部緊張材1本あたりに与える緊張力として、SBPR930/1080を用いた場合のプレストレス導入率 $P_r$ (緊張応力/引張強度)=60%に相当する緊張力を適用するとともに、SBPR930/1080- $\phi 11\text{mm}$ を用いた場合に、非現実的ではあるが比較用に $P_r=0\%$ 、これらの中間の値として $P_r=30\%$ を設定した。

緊張作業直後の引張応力度の制限値は、土木学会の「平成8年制定コンクリート標準示方書[設計編]」<sup>7)</sup>では $0.7f_{puk}(0.85f_{pyk})$ 、また日本道路協会の「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編」<sup>8)</sup>では $0.70\sigma_{pu}$ あるいは $0.85\sigma_{py}$ のうちの小さい方の値、となっているが、地震時に大きな慣性力を負担する橋脚への適用を考慮して、これらよりも小さい $P_r=60\%$ を基準の値として採用した。

また、連続繊維緊張材では $P_r=60\%$ に加え、CFRP- $\phi 11\text{mm}$ で $P_r=15\%$ 、 $30\%$ 、AFRP- $\phi 11\text{mm}$ で $P_r=21\%$ 、 $42\%$ についても検討した。これらは、SBPR930/1080- $\phi 11\text{mm}$ の $P_r=30\%$ 、 $60\%$ と緊張力が同一(26.5kN、53.0kN)となる値である。

$P_r$ と緊張材1本あたりの緊張力の組合わせを緊張材の種類ごとに表3.4に示す。

##### b) 補強部軸方向筋(緊張材)

補強部軸方向筋(緊張材)には、SD295A-D13、SBPR930/1080- $\phi 9.2\text{mm}$ 、 $\phi 11\text{mm}$ 、 $\phi 13\text{mm}$ を用いるとともに、補強部緊張材の腐食に対する耐久性を考慮して、連続繊維緊張材CFRP- $\phi 9\text{mm}$ 、 $\phi 11\text{mm}$ およびAFRP- $\phi 11\text{mm}$ を用いた。なお、比較用のCS供試体には軸方向にも曲げ補強用として炭素繊維シートを張付けた。これらの機械的性質を表3.5に示す。

表3.4 プレストレス導入率と緊張力

緊張材	プレストレス導入率 $P_r$ (%)	緊張材1本あたりの緊張力 (kN)
SBPR- $\phi 9.2\text{mm}$	60	37.1
SBPR- $\phi 11\text{mm}$	0	0.0
	30	26.5
	60	53.0
SBPR- $\phi 13\text{mm}$	60	74.0
CFRP- $\phi 9\text{mm}$	60	80.2
CFRP- $\phi 11\text{mm}$	15	26.5
	30	53.0
	60	106.0
AFRP- $\phi 11\text{mm}$	21	26.5
	42	53.0
	60	75.2

表3.5 補強部軸方向筋の機械的性質

種類	公称直径 (mm)	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
SD295A-D13	12.7	126.70	356	517	185600	26.8
CFシート <sup>1)</sup>	—	—	—	3479	230300	1.5 <sup>2)</sup>
SBPR- $\phi 9.2\text{mm}$	9.2	66.48	1083	1146	201000	12.0
SBPR- $\phi 11\text{mm}$	11.0	95.03	1347	1410	199900	9.0
SBPR- $\phi 13\text{mm}$	13.0	132.70	1063	1130	200000	12.0
CFRP- $\phi 9\text{mm}$	9.2	66.10	—	2100	156800	1.3 <sup>2)</sup>
CFRP- $\phi 11\text{mm}$	10.4	84.00	—	2100	156800	1.3 <sup>2)</sup>
AFRP- $\phi 11\text{mm}$	10.4	84.00	—	1493	68600	2.2 <sup>2)</sup>

1) シート厚0.111mm, 目付量200g/m<sup>2</sup>

2) 伸び=引張強度×100/ヤング係数

## c) 緊張率

コンクリート巻立て補強後の断面において、曲げ変形による限界断面内の引張力に対する補強部緊張材の分担力の指標として、パーシャルプレストレストコンクリート(PPC)で用いられている緊張率 $\lambda$ を用いた。緊張率 $\lambda$ は次式で表される。

$$\lambda = A_p \cdot f_{py} / (A_p \cdot f_{py} + A_s \cdot f_{sy}) \quad (3.5)$$

ここに、 $A_p, A_s$ :補強部緊張材と既存部軸方向鉄筋(SD295A-D16)の断面積

$f_{py}, f_{sy}$ :補強部緊張材と既存部軸方向鉄筋の降伏強度(連続繊維補強材の場合は引張強度)

本検討では曲げ変形による限界断面内の引張力に対する既存部軸方向筋と補強部緊張材の分担力がほぼ同じとなる緊張率 $\lambda \approx 50\%$ を基準に、補強部緊張材の種類および径を変化させることにより $\lambda \approx 40\%, 55\%$ の計3レベルを設定した。

緊張材の種類ごとの緊張率 $\lambda$ を表3.6に示す。

表 3.6 緊張率 $\lambda$

緊張材	SBPR- $\phi 9.2\text{mm}$	SBPR- $\phi 11\text{mm}$	SBPR- $\phi 13\text{mm}$	CFRP- $\phi 9\text{mm}$	CFRP- $\phi 11\text{mm}$	AFRP- $\phi 11\text{mm}$
緊張率 $\lambda$ (%)	39.5 ( $\approx 40$ )	48.3 ( $\approx 50$ )	56.6 ( $\approx 55$ )	49.0 ( $\approx 50$ )	56.3 ( $\approx 55$ )	48.8 ( $\approx 50$ )

#### d) 横拘束筋体積比

コンクリート巻立て補強部材の曲げ区間への横拘束筋配筋量は、土木学会の「平成8年制定コンクリート標準示方書[耐震設計編]」<sup>15)</sup>に定められている配筋間隔以下で、かつ曲げ圧縮部の靱性改善に有効と考えられる値として、既存部を含めたコアコンクリートに対して(既存部横補強筋は含まない)横拘束筋体積比 $\rho_v$ で0.92, 0.69, 0.46%の3種類を設定した。これらは、補強部軸方向筋としてD13を用いた場合の有効高さ $d$ に対してそれぞれ1/4, 1/3, 1/2程度に相当するものであり、配筋間隔としては $s=44, 59, 88\text{mm}$ となる。

### (2) 供試体

#### a) 無補強(既存部)RC 供試体 (Control 供試体)

無補強(既存部)供試体は、前節3.2の図3.1と同じ形状・寸法である。なお、既存部と補強部コンクリートの打継面となる無補強(既存部)供試体表面に対しては、前節の検討結果より、一体化部材としての曲げ変形挙動が得られることが明らかとなった、打継目処理剤(凝結遅延剤)の使用による骨材洗い出しを適用した。

#### b) コンクリート巻立て補強供試体

コンクリート巻立て補強供試体は、図3.23に示すように、幅×高さ×スパン長(全長)=300×300×1800(2000)mmである。補強部せん断区間のせん断補強筋配筋間隔は100mmで、せん断補強筋比は既存部を含めた $b_w$ に対して、既存部横補強筋も含めて、135°フック付きSD295A-D6スターラップを用いたもので $p_w=0.21\%$ 、CFRPおよびAFRPスパイラル筋- $\phi 6\text{mm}$ を用いたもので $p_w=0.14\%$ である。

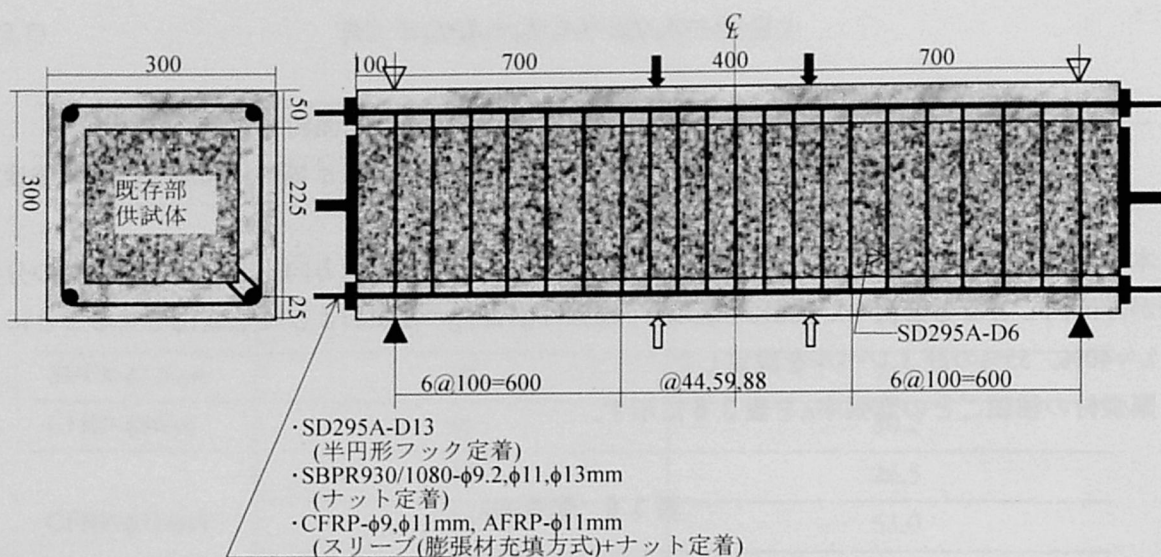


図 3.23 コンクリート巻立て補強供試体形状・寸法 (単位: mm)

### c) 炭素繊維シート巻立て供試体 (CS 供試体)

炭素繊維シート巻立て補強供試体は、Control供試体の上・下縁面軸方向に、軸方向補強量が CFRP-φ11mmを用いたコンクリート巻立て補強供試体の引張側補強繊維断面積( $p_f = A_f / (b \cdot d_f)$   $A_f$ :炭素繊維シート断面積  $b$ :はり幅  $d_f$ :引張側補強繊維の有効高さ)と同一の2.5層を張付けた。実際には、200,100mm幅のシートをそれぞれ2層と1層張付け2.5層とした。また、横方向には同じくCFRPを用いたコンクリート巻立て補強部材のせん断補強筋比と等しくなる配筋量(炭素繊維シート中心線間隔197mm)で全長にわたりスパイラル状に巻付けた。

(1)および(2)をもとに作製した供試体の一覧を表3.7に示す。

表 3.7 供試体一覧

供試体	載荷時 軸力比 (%)	プレストレス 導入率 $P_r$ (%)	緊張力 (kN)	補強部軸方向筋	緊張率 (%)	横拘束筋 体積比 $\rho_v$ (%)	$f_c$ 既存部 (N/mm <sup>2</sup> )	$f_c$ 補強部 (N/mm <sup>2</sup> )
Control	12.6	—	—	—	—	—	45.9	—
CS	12.1	0	0.0	CF シート	—	0.28	44.8	—
RC0-0H	9.7	0	0.0	SD295A-D13	0	0.92	40.3	50.0
RC0-0L	9.3	0	0.0	SD295A-D13	0	0.46	40.3	50.0
PC0-50H	10.5	0	0.0	SBPR- $\phi$ 11mm	50	0.92	33.1	45.9
PC30-50H	10.7	30	26.5	SBPR- $\phi$ 11mm	50	0.92	33.1	45.9
PC60-50H	11.5	60	53.0	SBPR- $\phi$ 11mm	50	0.92	45.1	45.4
PC60-50M	11.6	60	53.0	SBPR- $\phi$ 11mm	50	0.69	45.1	45.4
PC60-50L	10.6	60	53.0	SBPR- $\phi$ 11mm	50	0.46	40.2	40.2
PC60-40H	9.0	60	37.1	SBPR- $\phi$ 9.2mm	40	0.92	35.6	53.9
PC60-55H	9.0	60	74.0	SBPR- $\phi$ 13mm	55	0.92	35.6	49.1
CF15-55H	10.5	15	26.5	CFRP- $\phi$ 11mm	55	0.92	35.5	46.9
CF30-55H	11.1	30	53.0	CFRP- $\phi$ 11mm	55	0.92	38.3	45.5
CF60-55H	9.2	60	106.0	CFRP- $\phi$ 11mm	55	0.92	33.3	51.3
CF60-50H	8.9	60	80.2	CFRP- $\phi$ 9mm	50	0.92	38.9	49.7
AF21-50H	10.9	21	26.5	AFRP- $\phi$ 11mm	50	0.92	35.5	46.9
AF42-50H	11.3	42	53.0	AFRP- $\phi$ 11mm	50	0.92	38.3	45.5
AF60-50H	8.2	60	75.2	AFRP- $\phi$ 11mm	50	0.92	38.9	53.3

供試体名の表し方：例えば“PC60-50M”は、PC(SBPR- $\phi$ 11mm)60( $P_r$ =60%)-50( $\lambda$ =50%)M( $\rho_v$ =0.69%)

### (3) 載荷方法および測定項目

載荷は、前節3.2.1(3)と同じ方法で行った。なお、降伏荷重時変位 $\delta_y$ は各種補強部軸方向筋ごとに1体目の載荷時荷重-変位曲線の屈曲点を求めることにより決定した。補強部軸方向筋ごとの降伏荷重時変位 $\delta_y$ を表3.8に示す。また、終局は最大荷重以降の荷重低下領域で荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位点として定義した。

また、測定項目および方法は前節3.2.1(4)と同じとした。

表 3.8 降伏荷重時変位  $\delta_y$ 

種類	降伏荷重時変位 $\delta_y$ (mm)
Control, CS	7.11
SD295A-D13	6.17
SBPR- $\phi$ 9.2mm	6.99
SBPR- $\phi$ 11mm	7.06
SBPR- $\phi$ 13mm	7.80
CFRP- $\phi$ 9mm	8.02
CFRP- $\phi$ 11mm	8.09
AFRP- $\phi$ 11mm	7.52

### 3.3.2 軸方向プレストレスの導入量

補強部コンクリートのみに与えられた緊張力は、新旧コンクリートの打継面を介して既存部コンクリートにも伝達される。そこで、前節3.2の結果より打継面を完全付着として軸方向プレストレス量を求めるとともに、打継面に離散型の付着要素を導入した2次元有限要素解析<sup>16)17)18)</sup>により、軸方向プレストレスの導入量ならびに新旧コンクリート、打継部の応力状態についても検討を行った。

#### (1) 完全付着

まず、完全付着を仮定した軸方向プレストレスは、前節3.2.2の式(3.1)により求めた。

#### (2) 有限要素解析

##### a) 解析モデルおよび境界条件

解析は対称性を考慮して左側半分について行い、支点の鉛直方向およびスパン中央部の軸方向を固定した。要素の概要は、前節3.2.5の図3.8に示した通りである。要素分割図を図3.24に示す。緊張材緊張力は口型定着板を介してはり端部から補強部コンクリートの軸方向に分布荷重として作用すると考え、はり端部( $x=0$ )の補強部コンクリート要素の接点の軸方向に強制増分微小変位を与えた。したがって、補強部緊張材要素は考慮していない。

##### b) 要素特性

既存部および補強部コンクリートには、2次のアイソパラメトリック四辺形要素、既存部軸方向筋には、2次のアイソパラメトリック線要素、既存部軸方向鉄筋と既存部コンクリートの付着および既存部コンクリート上・下縁と補強部コンクリートの打継面には、それぞれの界面6接点からなる2次のアイソパラメトリック線要素を用いた。上・下縁の補強部コンクリート要素の幅は300mm、付着線要素の幅は200mmである。また、既存部コンクリート側面と補強部コンクリートの打継面には、それぞれの界面16接点からなる2次のアイソパラメトリック四辺形要素を用いた。側面の補強部コンクリート要素の幅は100mm(50mm×2)である。

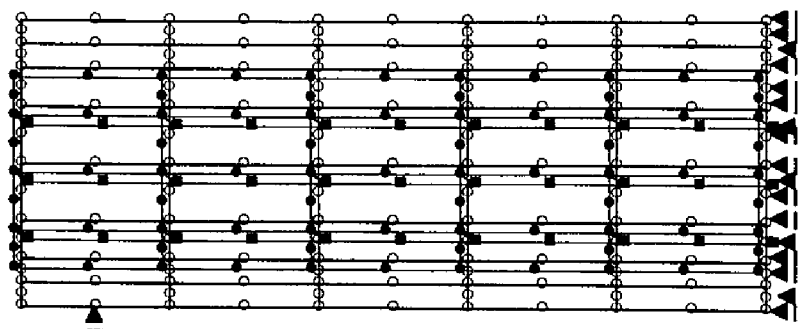


図 3.24 要素分割図



また、前節3.2.5の式(3.3)および(3.4)で表される既存部コンクリート上・下縁と補強部コンクリート打継面付着要素、既存部コンクリート側面と補強部コンクリートの打継面付着要素の応力-相対変位関係には、前節3.2.5の検討結果より、一体化部材とほぼ同じ挙動が得られた係数 $B_{\pi}=G_{xx}=G_{yy}=3.0\text{N/mm}^3$ を用いた。なお、その他の係数については、 $B_{\pi\pi}=1.0\times 10^4\text{N/mm}^3$ 、 $B_{\pi}=B_{\pi\pi}=0\text{N/mm}^3$ とした。また、打継面の付着要素の厚さ $t$ は、前節3.2.5と同様に3.0mmを仮定した。

既存部および補強部コンクリートの圧縮強度、ヤング係数は、それぞれ $f_c=27\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=2.65\times 10^4\text{N/mm}^2$ 、 $f_c=45\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=3.2\times 10^4\text{N/mm}^2$ 、またポアソン比は $\nu=0.1667$ とし、既存部軸方向筋の弾性係数は $E_s=2.1\times 10^5\text{N/mm}^2$ とした。

### (3) 軸方向プレストレスの分布

総緊張力212kN(=53.0kN×4)が作用した時点の、補強部コンクリート、新旧コンクリート打継面付着面要素および既存部コンクリートのはり高さ150mm位置での軸方向応力状態を図3.25に示す。補強部コンクリート端部の支圧部は高応力状態であるが、スパン中央に近づくにつれ応力が減少しており、等曲げ区間ではほぼ一定のプレストレスが導入されている。はり端部からの距離が等しい位置での補強部と既存部コンクリートに導入されたプレストレスの和は、部材軸方向でほぼ一定となっているが、補強部コンクリートのみに着目すると、曲げスパンに比べせん断スパンに大きなプレストレスが導入されている。このことは、補強部コンクリートに生じるせん断ひび割れの抑制に有効であると考えられる。また、本解析では打継面の付着特性を線形としているため、はり軸方向の付着応力が線形的に減少している。さらに、既存部コンクリートに伝達される軸方向プレストレスは、本解析で用いた付着特性の場合、はり中央付近において補強部コンクリートに導入される軸方向プレストレスの約1/10程度となっている。

### (4) 軸方向プレストレス導入量

次に、緊張材緊張力と補強部コンクリートスパン中央での軸方向プレストレス導入量の関係を完全付着の仮定および有限要素解析により求めた計算結果とともに図3.26に示す。緊張材の種類によらず、ほぼ緊張力に比例して導入量が増加しており、軸方向プレストレスの導入量は弾性解析により算定可能であると言える。また、打継面の完全付着を仮定した計算値と比較的良好一致が得られている。しかし、有限要素解析結果では、同一の緊張力において解析値のほうが実験値より大きなプレストレス導入量となっている。本実験で用いた供試体の打継面の処理深さが仮定した値よりも大きく、これにともなって粗骨材の噛み合わせ作用が大きくなり、付着応力-すべり関係の係数 $B_{\pi}$ 、 $G_{xx}$ 、 $G_{yy}$ が仮定値よりも大きくなっているものと考えられる。したがって、打継面処理が十分に行われている場合には、打継面完全付着の仮定により軸方向プレストレスの算定が可能であるといえる。

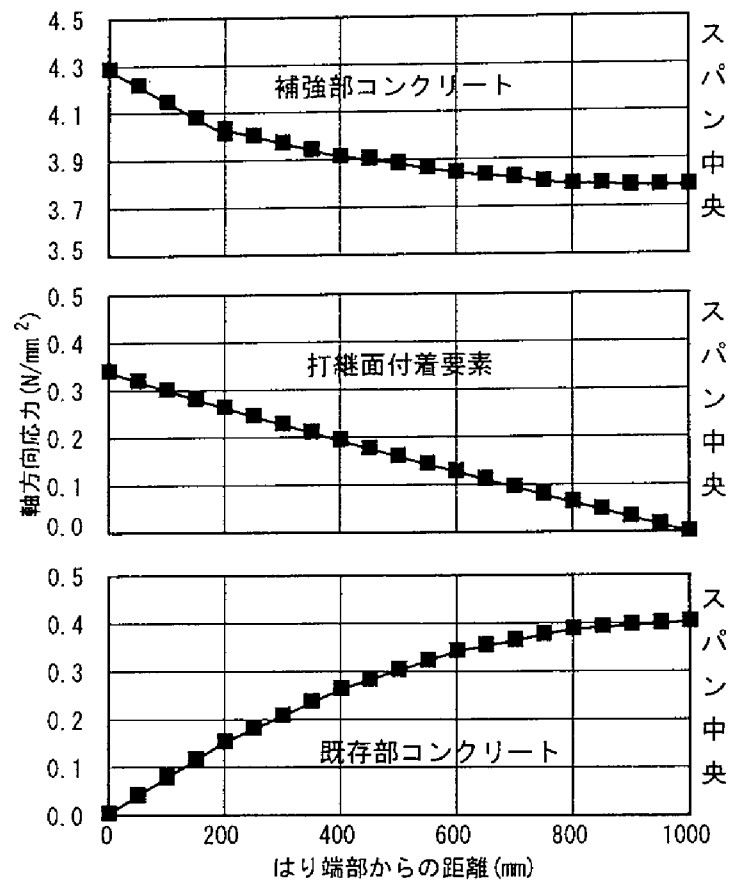


図 3.25 各要素の軸方向応力分布

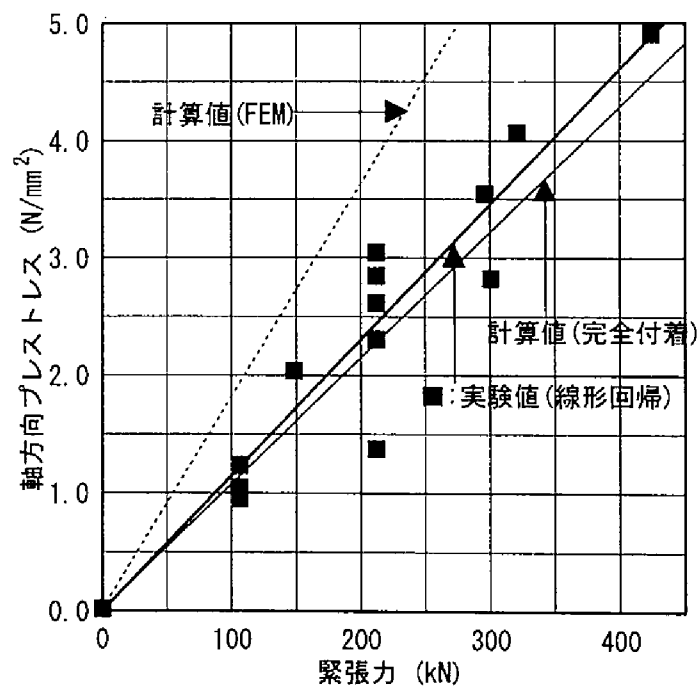


図 3.26 緊張力-軸方向プレストレス関係

### 3.3.3 ひび割れ性状、破壊形式および荷重-変位曲線

#### (1) 載荷時のひび割れ、損傷状況および終局時破壊原因

各供試体の終局時破壊原因を表 3.9 に示す。

表 3.9 終局時破壊原因

供試体	終局時破壊原因
Control	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $3\delta_y$ )
CS	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $5\delta_y$ )
RC0-0H	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $5\delta_y$ )
RC0-0L	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $5\delta_y$ )
PC0-50H	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $7\delta_y$ )
PC30-50H	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $7\delta_y$ )
PC60-50H	補強部緊張材破断( $7\delta_y$ )
PC60-50M	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $7\delta_y$ )
PC60-50L	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $7\delta_y$ )
PC60-40H	補強部緊張材破断( $5\delta_y$ )
PC60-55H	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $7\delta_y$ )
CF15-55H	せん断圧縮破壊( $3\delta_y$ )
CF30-55H	補強部緊張材破断( $5\delta_y$ )
CF60-55H	補強部緊張材破断( $3\delta_y$ )
CF60-50H	補強部緊張材破断( $3\delta_y$ )
AF21-50H	曲げ圧縮部コンクリート圧潰( $7\delta_y$ )
AF42-50H	補強部緊張材破断( $5\delta_y$ )
AF60-50H	補強部緊張材破断( $3\delta_y$ )

曲げせん断耐力比1.15のControl供試体は、曲げ降伏後せん断スパン内に多くのせん断あるいは曲げせん断ひび割れが発生したものの、 $3\delta_y$ の繰返し載荷中にかぶりが剥落するとともに、横補強筋による拘束効果が小さいことから曲げ圧縮部コンクリートの圧潰が進行し、曲げ破壊による終局に至った。正負交番荷重作用下ではコンクリートのせん断抵抗が低下することから、せん断破壊を生じる可能性があったが、アンボンドPC鋼棒により軸力として導入したプレストレスにより、せん断ひび割れ面での骨材噛合せによるせん断力の伝達が向上し、せん断耐力が増加したものと考えられる。

CS供試体は、 $3\delta_y$ の繰返し載荷中にまず軸方向のシートが破断、その後同一変位繰返し中に曲げ圧縮部隅角部において横方向のシートが破断し、荷重が低下したものの、降伏荷重は下回らず、最終的には曲げ圧縮部コンクリートの圧潰により終局に至った。

横拘束筋体積比が異なる通常のコンクリート巻立て補強供試体であるRC0-0HおよびRC0-0L供試体は、 $5\delta_y$ の繰返し載荷中に補強部軸方向筋の座屈と既存部軸方向筋の座屈にともなう補強部コアコンクリートの損傷が顕著になり、補強部横拘束筋のフック部分が破損し、コアコンクリートに対する拘束力を失い、終局に至った。既存部軸方向筋の座屈がコアコンクリートの損傷に与える影響も少なからずあると考えられるため、コンクリート巻立て補強を行う場合には、軸方向筋

の座屈に対する配慮も必要となる。

PC0-50HおよびPC30-50H供試体は、 $7\delta_y$ の繰返し載荷中に曲げ圧縮部コンクリートの圧潰が進行し、終局に至った。これらよりプレストレス導入率が高い( $P_t=60\%$ )のPC60-50H供試体は、 $7\delta_y$ の繰返し載荷中に緊張材が破断し終局に至った。また、PC60-50MおよびPC60-50L供試体は、PC60-50H供試体とプレストレス導入率は同じであるが、横拘束筋体積比が小さいために、 $7\delta_y$ の繰返し載荷中に曲げ圧縮部コンクリートの圧潰が進行し、終局に至った。横拘束筋体積比が大きいものほど曲げ圧縮部コンクリートの終局ひずみが大きくなるためであるが、補強部の横拘束量は、軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の破壊形式を考える上で重要な要因になると考えられる。緊張率 $\lambda=40\%$ のPC60-40H供試体は、 $\lambda=50\%$ のものに比べ引張側緊張材への負担が大きくなるため、 $5\delta_y$ の繰返し載荷中に緊張材が破断して終局に至った。一方、緊張率 $\lambda=55\%$ のPC60-55H供試体は、引張側の鋼材量の増加にともない曲げ圧縮部コンクリートへの負担が大きくなるため $7\delta_y$ の繰返し載荷中に圧潰が進行し終局に至った。以上のように、緊張材の破断により終局に至ったものが見られたものの、既存部軸方向筋が存在するため、いずれも全ての耐力を失うことはなかった。これは、本工法の特徴の一つである。

CF15-55H供試体は、降伏後 $3\delta_y$ 繰返し載荷中に一方のせん断スパン片側の曲げせん断ひび割れが顕著となり、その後せん断圧縮破壊を生じた。せん断ひび割れが進展したスパンのウェブ領域では、既存部に比べて補強部の損傷が大きくなっており、打継面を介して既存部と補強部でせん断力の伝達が上手く行われず、補強部のみに負担が集中していた可能性がある。このスパンの打継面は補強部打設時(水平打設)に底面側となった領域であり、打設時の打継面の湿布による湿潤状態の確保が困難で乾燥したために局所的に既存部と補強部コンクリートの付着が劣悪になったことが考えられる<sup>19)</sup>。また、このスパンはせん断補強筋としてCFRPスパイラル筋を用いているため、主引張応力に対して不利な角度となっている領域でもあった。プレストレス導入率 $P_t=30\%$ のCF30-55H供試体は、 $5\delta_y$ の繰返し載荷中に緊張材の破断が生じ終局に至った。また、 $P_t=60\%$ のCF60-55H供試体は、初期引張ひずみが大いいため $3\delta_y$ の繰返し載荷中に緊張材が破断して終局に至った。なお、緊張材としてPC鋼棒を用いた供試体と同様、すべての耐力を失うことはなかった。

AF21-50H供試体は、 $7\delta_y$ の繰返し載荷中に曲げ圧縮部コンクリートの圧潰が進行し、終局に至った。これよりもプレストレス導入率が高いAF42-50HおよびAF60-50H供試体は、それぞれ $5\delta_y$ 、 $3\delta_y$ の繰返し載荷中に緊張材が破断し終局に至った。なお、上記の供試体と同様、すべての耐力を失うことはなかった。

## (2) 載荷終了後のひび割れ状況

軸方向プレストレスの導入によるひび割れの制御は本工法に期待される一つの性能である。そこで、軸方向プレストレスがひび割れ性状に与える影響を検討する。Control供試体および通常のコンクリート巻立て供試体(RC0-0H)とともに載荷終了後のひび割れ状況を図3.27に示す。Control供試体は、せん断スパン内に多数のせん断あるいは曲げせん断ひび割れが見られた。RC1-0供試体は、ひび割れの分散性は良く、広範囲にわたって曲げひび割れが発生している。一方、PC60-50H供試体は、せん断スパン内に発生するひび割れが少なく、曲げスパン付近に限定されている。こ

のことは、地震などの外力を受け損傷した場合の補修が簡便で済むことを示していると考えられる。また、PC0-50H、PC30-50H、PC60-50H供試体のひび割れ状況を比べると、軸方向プレストレス量が多いものほど、せん断スパンの微細なひび割れが若干減少しているようである。軸方向プレストレスによりひび割れの復元性が大きいことも载荷中に目視で判断できた。なお、プレストレスの軸方向成分の影響によってひび割れ角度が軸方向に対して小さくなることが知られている<sup>20)</sup>が、今回はそれほど顕著な傾向は見られなかった。以上のようなプレストレスによるひび割れの制御は、劣化要因となる物質あるいは元素等の侵入抑制、さらには美観・視覚的安全性に対して有効であると思われる。

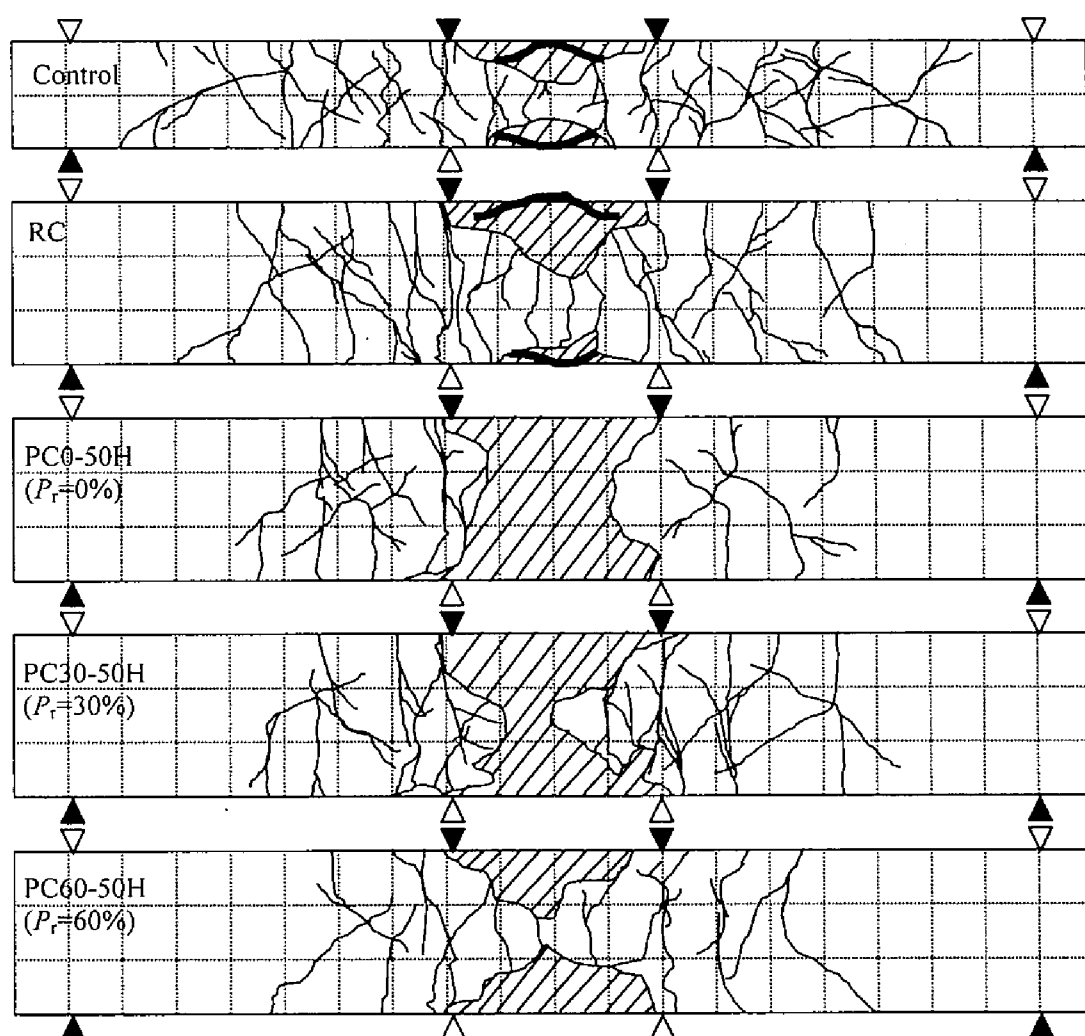


図 3.27 载荷終了後のひび割れ状況

### (3) 荷重-変位曲線

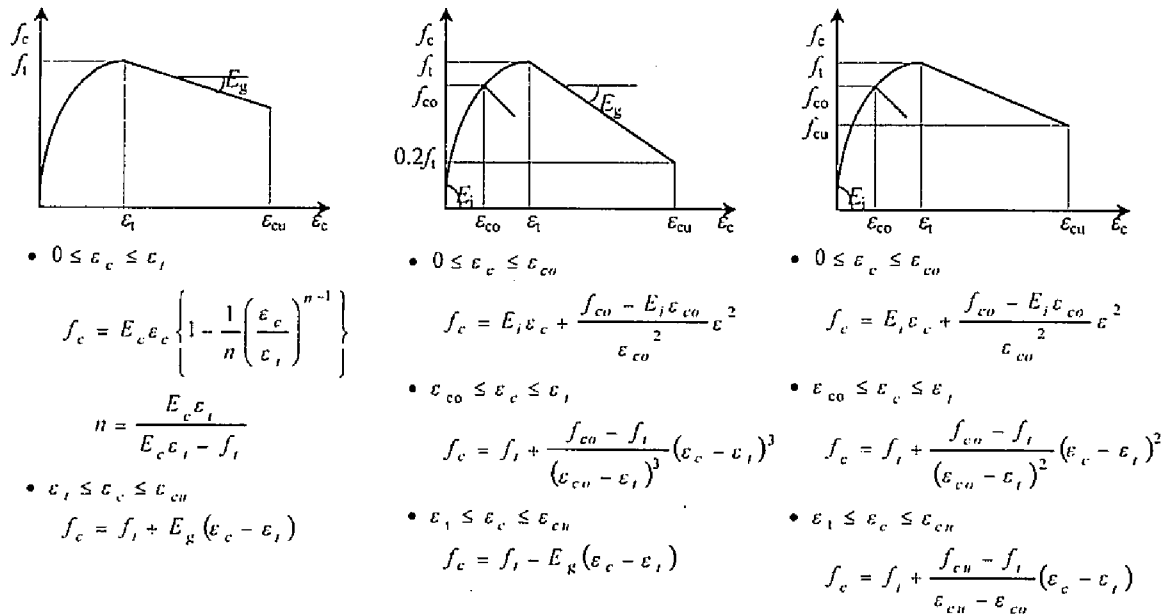
各供試体の荷重-変位曲線を、平面保持を仮定した断面分割法による一方向載荷の曲げモーメント-曲率解析から求めた。

コンクリートの応力-ひずみ関係は、CS供試体には、CFシートによる拘束効果を考慮した細谷-川島モデル<sup>21)</sup>を、D6横拘束筋を配筋した供試体には、鋼横拘束筋による拘束効果を考慮した藤井-松本モデル<sup>22)</sup>を、また、CFRPあるいはAFRPスパイラル筋を横拘束筋とした供試体には、睦好モデル<sup>23)</sup>を用いた。既存部コンクリートは補強部横拘束コンクリートのコアコンクリートとして取扱っているが、既存部横補強筋の横拘束効果は考慮していない。以上のコンクリートの応力-ひずみ関係の概要を図3.28に示す。

鉄筋およびPC鋼棒には平成8年制定コンクリート標準示方書[設計編]<sup>24)</sup>の応力-ひずみモデルを、軸方向のFRPには連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案)<sup>25)</sup>の引張り-ひずみモデルを用いた。

なお、各材料の強度およびヤング係数は強度試験値を用い、また既存部と補強部コンクリートの打継面は考慮せず、コンクリートの強度および弾性係数のみを変化させた一体化部材として取扱った。

各供試体の荷重-変位曲線の実験値および計算値を図3.29に示す。



※  $f_t$ ,  $\varepsilon_t$ ,  $E_g$ ,  $\varepsilon_{cu}$  は、炭素繊維シートの横拘束筋体積比  $\rho_{CF}$ 、ひずみ  $\varepsilon_{CF}$ 、ヤング係数  $E_{CF}$ 、引張強度  $f_{CF}$ 、およびコンクリートの圧縮強度  $f_{co}$  から求まる。

(a) 炭素繊維シート横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係(細谷-川島モデル)<sup>21)</sup>

※  $f_t$ ,  $\varepsilon_t$ ,  $E_g$ ,  $\varepsilon_{cu}$  は、帯筋の横拘束筋体積比  $\rho_s$ 、配筋間隔  $s$ 、降伏強度  $f_y$ 、コンクリートの圧縮強度  $f_{co}$  および断面最小寸法  $D$  から求まる。

(b) 帯筋による横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係(藤井-松本モデル)<sup>22)</sup>

※  $f_t$ ,  $\varepsilon_t$ ,  $f_{cu}$ ,  $\varepsilon_{cu}$  は、連続繊維横拘束筋の配筋間隔  $s$ 、ヤング係数  $E_f$ 、断面積  $A_w$ 、コンクリートの圧縮強度  $f_{co}$  および拘束されたコア部の直径  $D$  から求まる。

(c) 連続繊維(1次元棒材)横拘束筋による横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係(睦好モデル)<sup>23)</sup>

図 3.28 曲げモーメント-曲率解析に用いた各種拘束コンクリートの応力-ひずみ関係

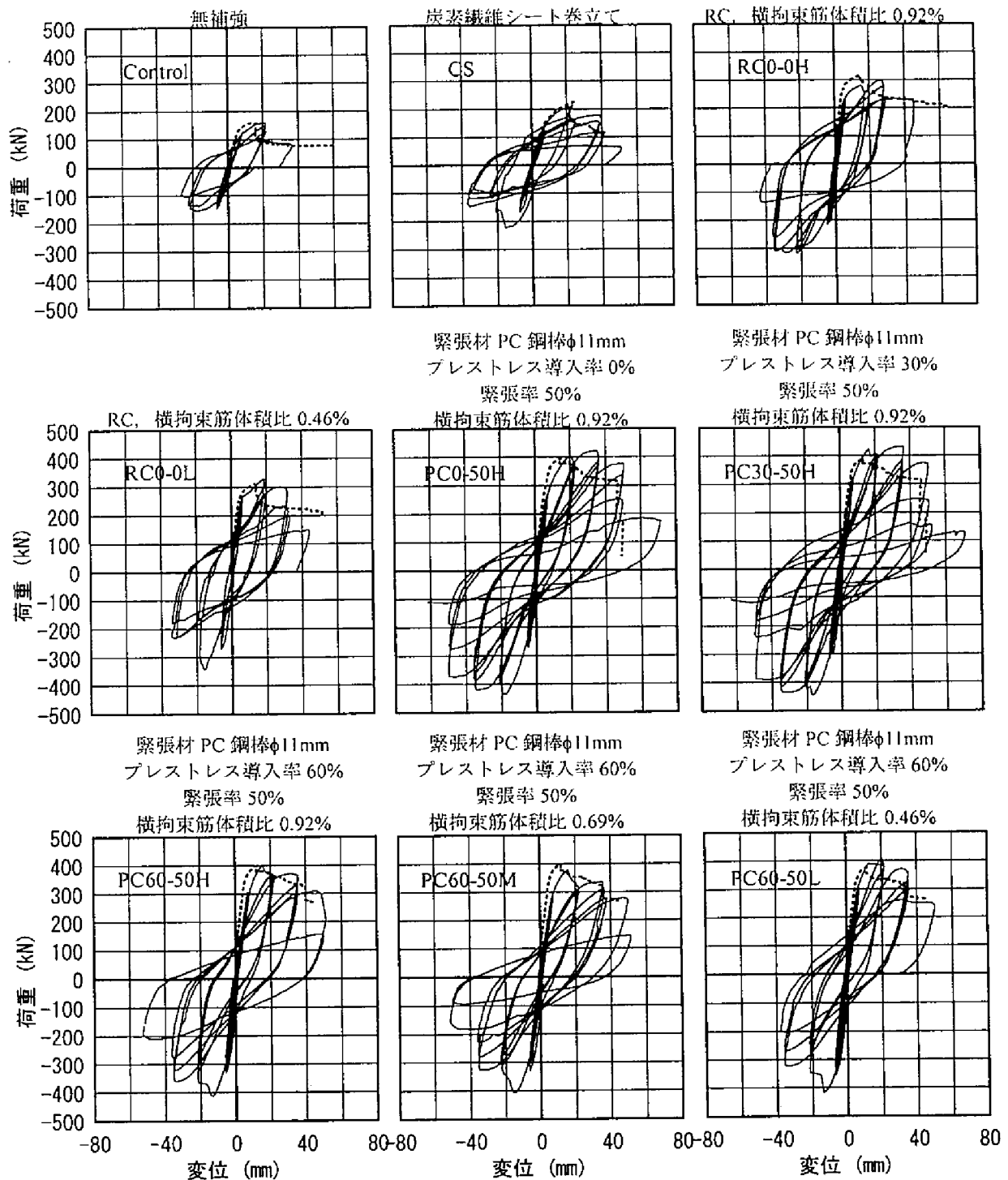


図 3.29 荷重-変位曲線 (1)

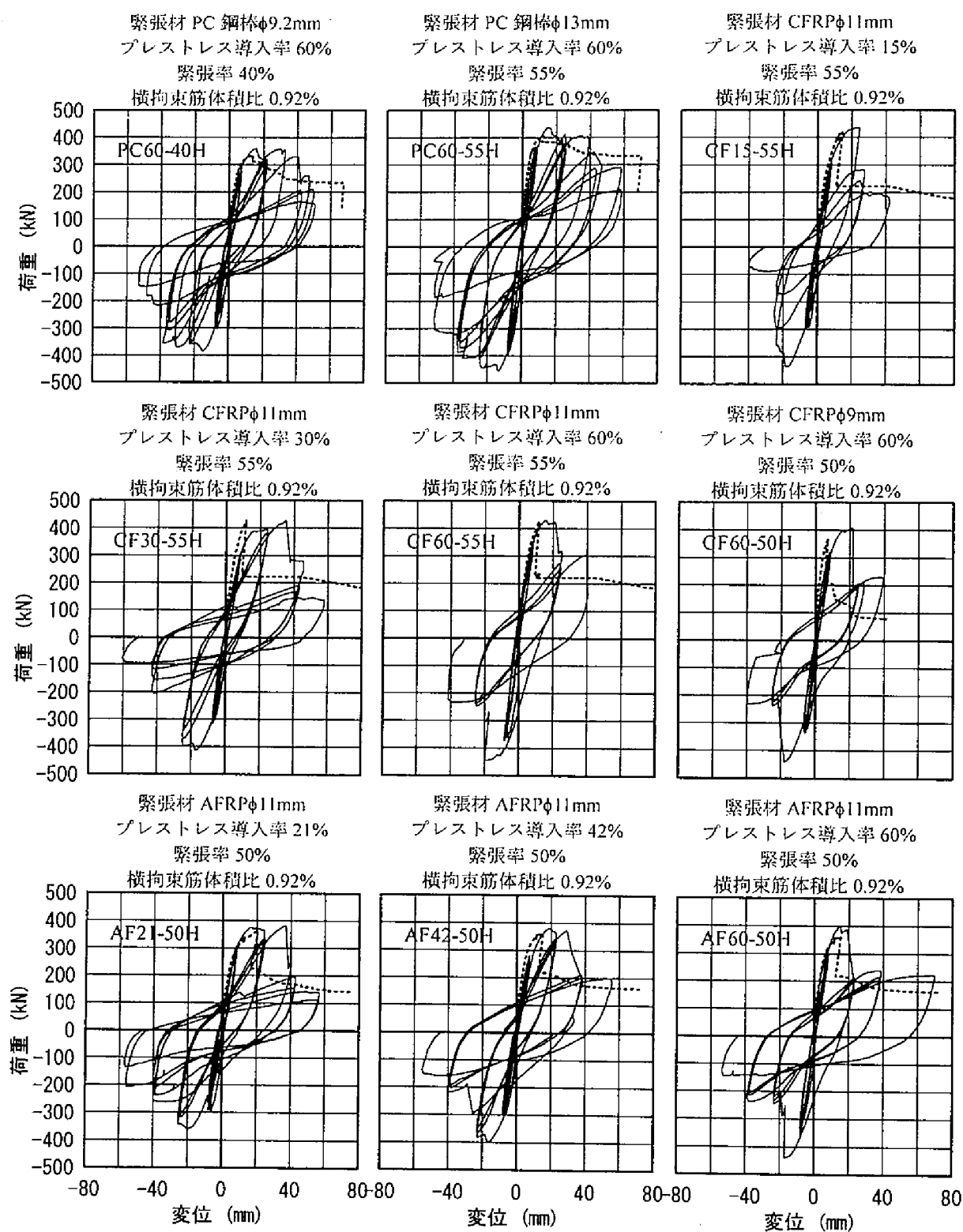


図 3.29 荷重-変位曲線 (2)



荷重-変位曲線の実験値から、軸方向プレストレスを導入したコンクリート巻立て補強部材においても、既存部にRC構造が存在するため、顕著な原点指向型の履歴曲線形状にはなっていないことがわかる。また、緊張材破断により終局に至った供試体においても、既存部軸方向筋が存在するため、すべての耐力を失っておらず、緊張材破断後のエネルギー吸収能もわずかながら期待できるものと考えられる。

一方、計算においてコンクリート巻立て補強部材を一体化部材として取扱うことによっても、降伏荷重 $P_y$ および最大荷重 $P_m$ は比較的精度良く算定することができており、今回適用した程度の打継面処理を行った場合には、一体化部材として取扱うことにより曲げモーメントに対しての設計断面耐力が算定可能であるものと考えられる。ただし、新旧コンクリート打継面の付着の状態が悪いことでせん断抵抗が低下したと考えられるCF15-55H供試体のように、せん断耐荷機構に与える打継面の影響は大きいと思われるため、せん断耐力の算定には、軸方向プレストレスの効果も含め、更なる検討が必要である。また、補強部の横拘束量を変化させたPC60-50H、PC60-50M、PC60-50L供試体のうち、コンクリートの終局ひずみが最も大きくなるPC60-50H供試体( $\rho_v=0.92\%$ )が緊張材破断型の破壊形式となっており、実験結果と一致するものであった。なお、実験では、緊張材としてPC鋼棒を用いてプレストレス導入率を変化させたPC0-50H、PC30-50H、PC60-50H供試体のうち、プレストレス導入率が最も大きいPC60-50H供試体のみが緊張材破断型の破壊形式になったのに対し、計算ではプレストレス導入率 $P_t=0\%$ 、 $30\%$ の供試体においても緊張材が破断して終局に至る結果となった。実験での同一変位3回の繰返し載荷が、曲げ圧縮部コンクリートに大きな損傷を与え、緊張力が小さいものは破断ひずみに達する前に荷重低下が生じたものと考えられる。さらに、連続繊維補強材を緊張材として用いた供試体の計算結果は、いずれも部材降伏後の早い段階で緊張材の破断による急激な荷重低下が生じており、実験値よりも変形能が小さい。実験では、緊張材とコンクリートにすべりが生じ、平面保持の仮定による緊張材ひずみよりも小さくなっているものと考えられる。

#### (4) ひび割れ発生荷重

軸方向プレストレスがひび割れ発生荷重に与える影響を計算値とともに図3.30に示す。なお、計算値は(3)の断面分割法により求めたものである。実験値、計算値ともに軸方向プレストレスの増加にほぼ比例してひび割れ発生荷重が増加しており、軸方向プレストレスの導入により補強部材のひび割れ発生を制御することができるものと考えられる。さらに、(2)に示したひび割れ性状とあわせて、補強部材が外力を受けた場合の補修性向上が期待できる。

#### (5) 最大荷重

補強部軸方向筋の種類が最大荷重に与える影響を断面分割法により求めた計算値とともに図3.31に示す。補強部軸方向筋の種類にかかわらず、すべての補強供試体において最大荷重の増加が得られており、曲げ補強効果が現れている。また、コンクリート巻立て補強供試体の最大荷重は補強部軸方向筋の引張強度 $f_u$ とその断面積 $A$ の積にほぼ比例して増加していることがわかる。さらに、計算値は実験値に対して比較的良い一致が得られている。一方、CF15-55H, CF30-55H, CF60-55H供試体の方が、同一の引張側補強繊維断面積比で曲げ補強用の炭素繊維シートを適用したCS供試体に比べ、巻立て補強コンクリートを有する分、曲げ圧縮領域のコンクリート断面積が増加するため最大荷重の増加が大きくなっている。このことは、同一の繊維量で曲げ補強を行う場合には、炭素繊維補強材を用いたコンクリート巻立て補強の方が有利であることを示している。

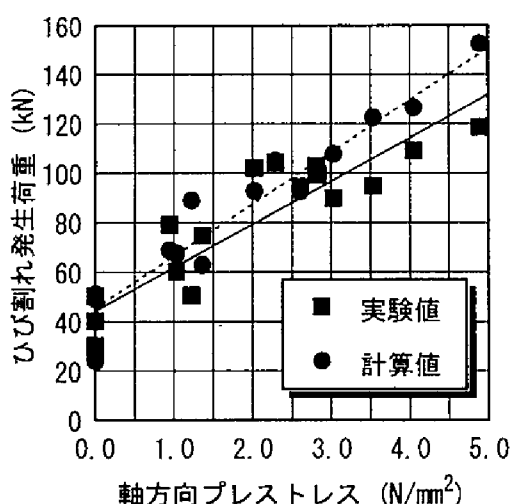


図 3.30 軸方向プレストレスがひび割れ発生荷重に与える影響

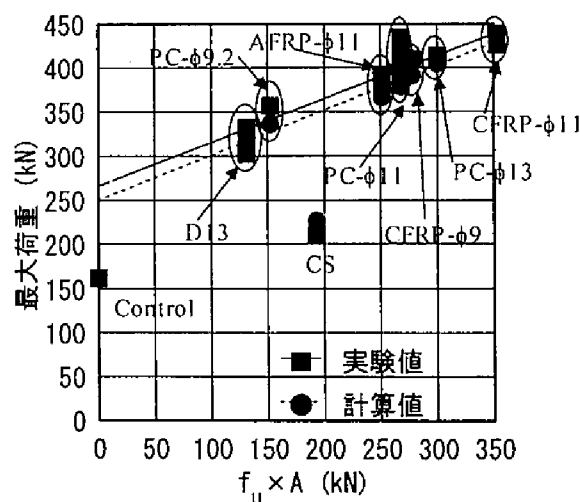


図 3.31 補強部軸方向筋の種類が最大荷重に与える影響

### 3.3.4 靱性

靱性を表す指標として、前節 3.2.6 の図 3.15 に示す変位靱性率、吸収エネルギーおよび消散エネルギーを用いた。

#### (1) 補強方法の違いが靱性に与える影響

補強方法の違いが変位靱性率に与える影響を図 3.32 に示す。いずれの補強方法も、Control 供試体に比べ変位靱性率が大きくなっており、補強による塑性変形性能の向上が見られる。

補強方法の違いが吸収エネルギーに与える影響を図 3.33 に示す。変位靱性率と同様に、補強によるエネルギー吸収能の増加が見られる。しかし、Control 供試体に対する増加の割合は、変位靱性率よりも吸収エネルギーのほうが大きく、特に補強部緊張材に PC 鋼棒を用いた PC60-50H 供試体の吸収エネルギーが大きくなっている。これは、断面引張側に使用している高強度の緊張材、ならびにコンクリート巻立てにより追加した曲げ圧縮部コンクリート断面によって、曲げ耐力が増加したことによる効果である。

さらに、補強方法の違いが消散エネルギーの累積挙動に与える影響を図 3.34 に示す。補強により、同一変位におけるエネルギー消散能が増加している。また、RC0-0H および PC60-50H 供試体が、巻立てコンクリートを有する分 CS 供試体よりもエネルギー消散能が大きくなっており、なかでも RC0-0H 供試体が紡錘形の荷重-変位履歴曲線を示しているため大きくなっている。

#### (2) 軸方向プレストレスが靱性に与える影響

軸方向プレストレスが変位靱性率および吸収エネルギーに与える影響をそれぞれ図 3.35、図 3.36 に示す。軸方向プレストレスの増加にともない、曲げ圧縮部の圧壊進行にともなうポストピーク以降の荷重低下が大きくなるとともに、破壊形式が緊張材破断型になるため変位靱性率および吸収エネルギーが低下する傾向にある。ただし、補強部緊張材として炭素繊維補強材を用いたものは、CF15-55H 供試体がせん断圧縮破壊により終局に至ったため、軸方向プレストレスの影響は見られなかった。

軸方向プレストレスが消散エネルギーの累積挙動に与える影響を図 3.37 に示す。変位靱性率および吸収エネルギーに比べると軸方向プレストレスによる影響が小さい。このことは、軸方向プレストレスが大きなものほど最大荷重以降の荷重低下が大きくなるものの、履歴ループの囲む面積は変化せず、弾性エネルギーが低下していることを示している。

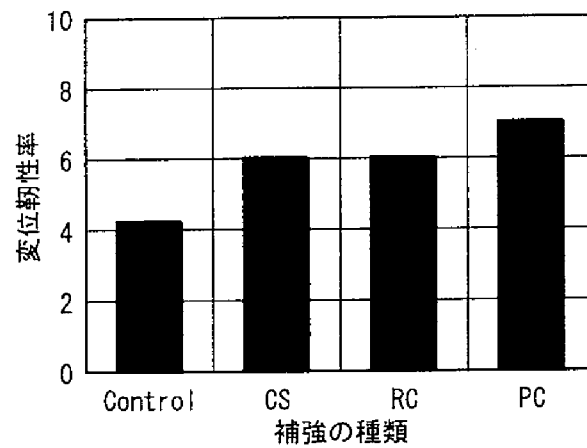


図 3.32 補強方法の違いが変位靱性率に与える影響

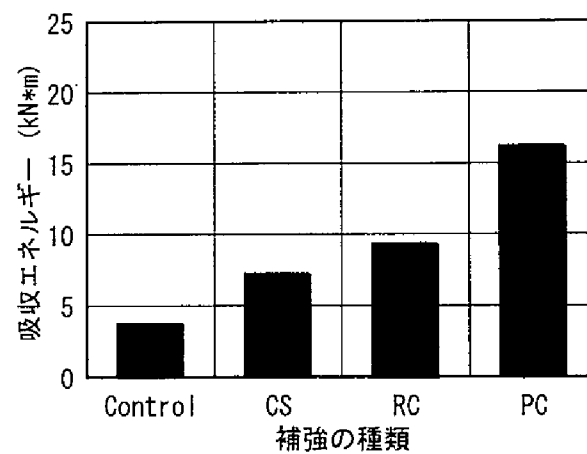


図 3.33 補強方法の違いが吸収エネルギーに与える影響

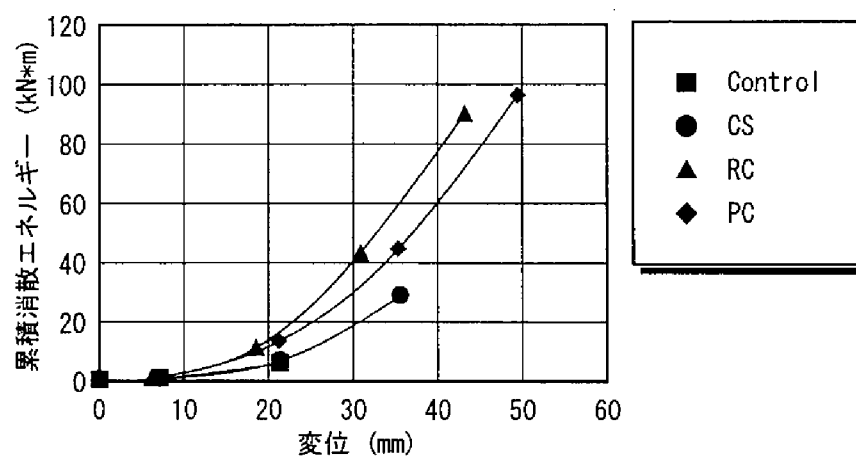


図 3.34 補強方法の違いが消散エネルギーの累積挙動に与える影響

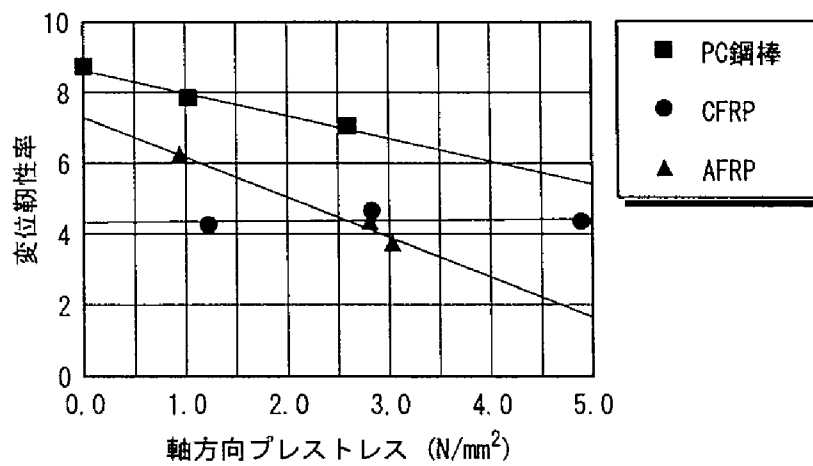


図 3.35 軸方向プレストレスが変位靱性率に与える影響

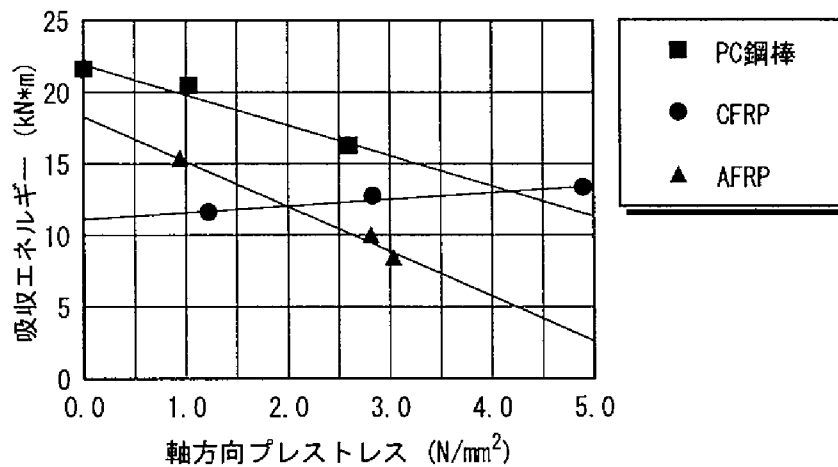


図 3.36 軸方向プレストレスが吸収エネルギーに与える影響

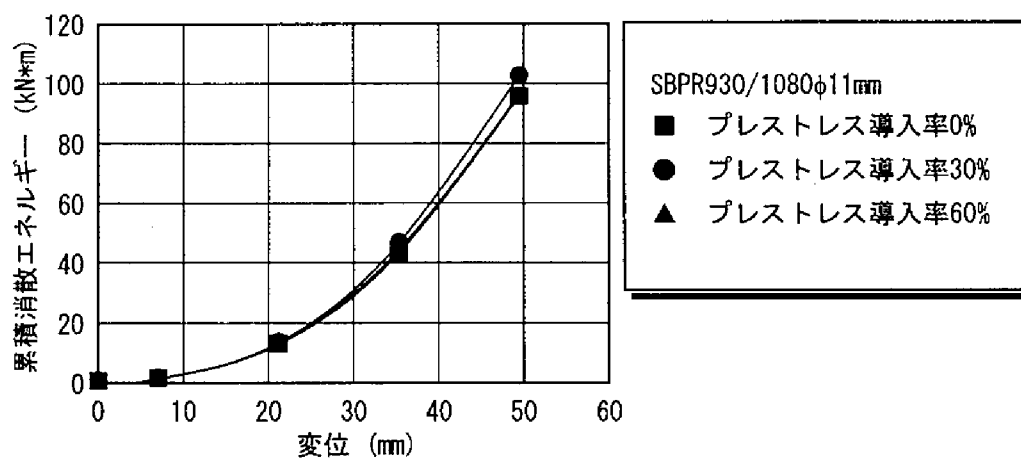


図 3.37 軸方向プレストレスが消散エネルギーの累積挙動に与える影響

### (3) 補強部軸方向筋の伸び能力が靱性に与える影響

補強部軸方向筋の伸び能力が変位靱性率および吸収エネルギーに与える影響をそれぞれ図3. 38, 図3. 39に示す。補強部横拘束筋のフックが破損し変位靱性率の顕著な増加が得られなかったRC0-0H供試体以外は、その破壊形式によらず、補強部軸方向筋として連続繊維補強材を用いたものよりもPC鋼棒を用いたものの方が、変位靱性率、吸収エネルギーともに大きくなった。連続繊維補強材はPC鋼棒に比べて伸び能力が小さく、早期に終局ひずみに達するとともに、塑性変形が生じないために、特に弾性係数の大きなCFRPでは部材降伏後も曲げ圧縮部コンクリートの圧縮応力が増大し続け、圧壊の進行にともなう荷重低下が大きくなることが原因として考えられる。このことから、大きな慣性力を負担する橋脚、特に断面最外縁への配筋となり超過荷重作用時に引張ひずみが大きくなるコンクリート巻立て補強においては、連続繊維補強材より伸びが大きいPC鋼材を補強部緊張材として用いることが望ましいといえる。

補強部軸方向筋の種類が消散エネルギーの累積挙動に与える影響を図3. 40に示す。同一変位における累積消散エネルギーの値はプレストレスを導入しないRC0-0H供試体の方が他より大きくなっている。通常のコンクリート巻立て補強供試体の方が、復元力が小さく紡錘形の履歴ループ形状を呈しているためであると考えられる。また、弾性材料である連続繊維補強材、特に弾性領域の大きな炭素繊維補強材を用いたものが、曲げ圧縮部コンクリートへの負担が大きくなり損傷が累積していくため、 $3\delta_y$ 以降の累積消散エネルギーの増加率が小さくなっている。

### (4) 緊張率が靱性に与える影響

緊張率が変位靱性率および吸収エネルギーに与える影響を図3. 41, 図3. 42に示す。補強部緊張材としてPC鋼棒を用いた供試体では、緊張率が最も小さいPC60-40H供試体が $5\delta_y$ での緊張材破断、PC60-50H供試体が $7\delta_y$ での緊張材破断により終局に至ったことから、緊張率が大きいほうが変位靱性率、吸収エネルギーともに大きくなった。しかし、緊張材破断が生じず曲げ圧縮部コンクリートの圧潰により終局に至ったPC60-55H供試体は、PC60-50H供試体よりも小さくなっている。これは、断面引張側の鋼材量が増えることにより、緊張材の引張ひずみは小さくなるものの、曲げ圧縮部コンクリートへの負担が増大するため圧潰にともなう最大荷重以降の荷重低下が大きくなるためである。本検討の範囲内では、PC鋼棒を緊張材として使用する場合には、緊張率 $\lambda=50\%$ で適用することが望ましいといえる。緊張材として炭素繊維補強材を用いた供試体でも、緊張率が大きいものほど緊張材の破断が遅れるため、変位靱性率および吸収エネルギーが大きくなる傾向にある。しかし、PC鋼棒を用いた供試体と同様に、曲げ圧縮部コンクリートへの負担が大きくなることから、緊張率 $\lambda=55\%$ が最適となるものと推察される。

緊張率が消散エネルギーの累積挙動に与える影響を図3. 43に示す。変位靱性率、吸収エネルギーとは異なり、緊張率が同一変位におけるエネルギーの消散能に与える影響は見られない。これは、(1)で述べたように、荷重-変位履歴ループの囲む面積が変化せず、弾性エネルギーが減少しているためであり、次項の復元特性とあわせて考える必要がある。

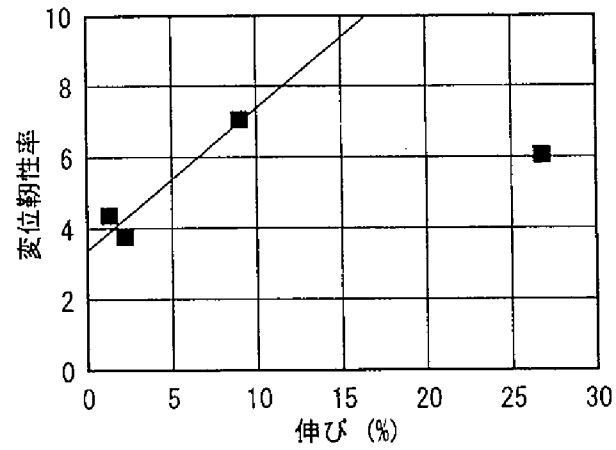


図 3.38 補強部軸方向筋の伸び能力が変位靱性率に与える影響

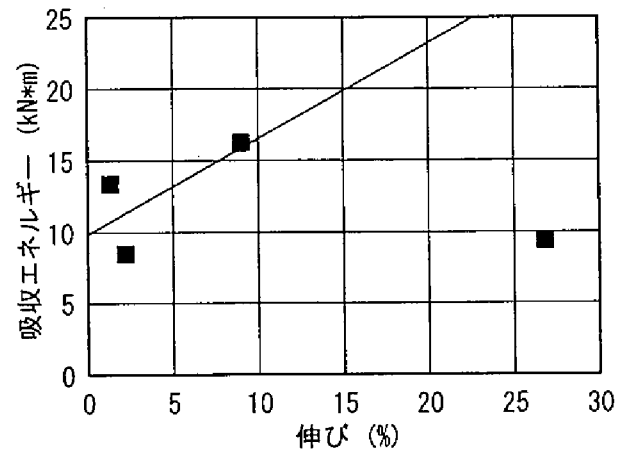


図 3.39 補強部軸方向筋の伸び能力が吸収エネルギーに与える影響

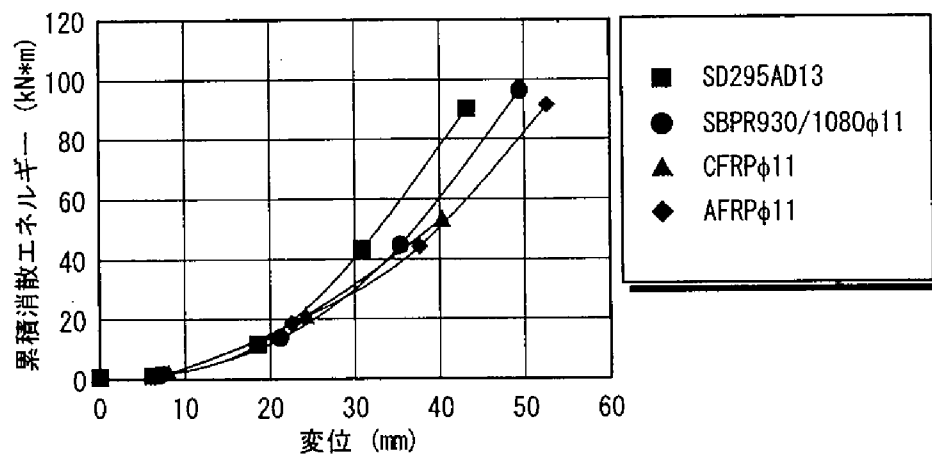


図 3.40 補強部軸方向筋の伸び能力が消散エネルギーの累積挙動に与える影響

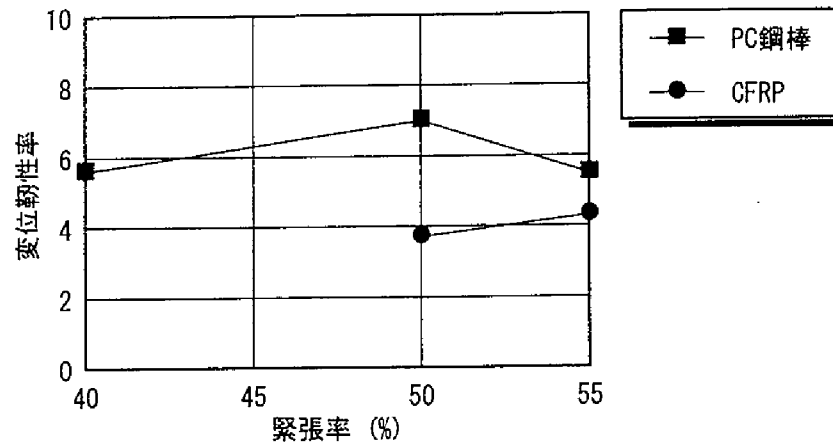


図 3.41 緊張率が変位靱性率に与える影響

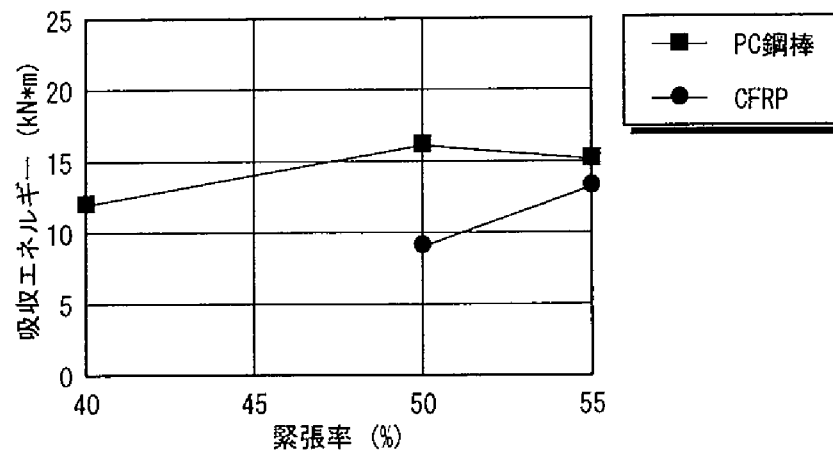


図 3.42 緊張率が吸収エネルギーに与える影響

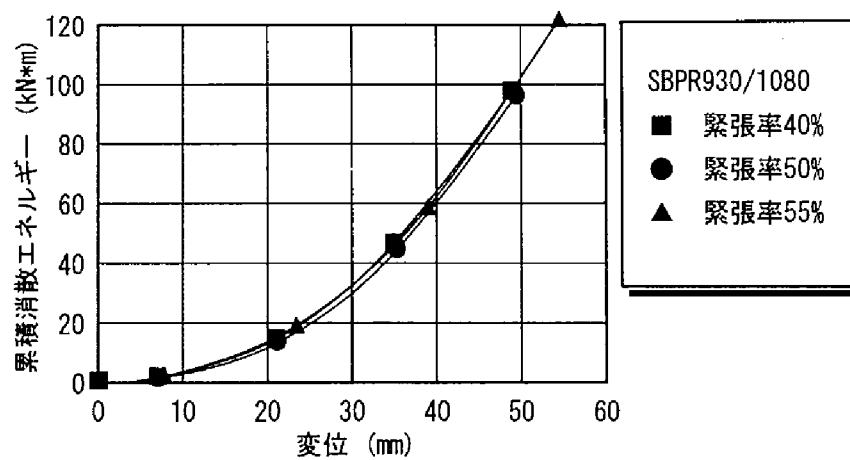


図 3.43 緊張率が消散エネルギーの累積挙動に与える影響



#### (5) 横拘束筋体積比が靱性に与える影響

補強部の横拘束筋体積比が変位靱性率および吸収エネルギーに与える影響をそれぞれ図3.44、図3.45に示す。PC供試体は、横拘束筋体積比 $\rho_v=0.92\%$ で緊張材破断による終局となったため、横拘束筋体積比の増加にともなう変位靱性率、吸収エネルギーの増加は顕著でなかった。横拘束効果による曲げ圧縮部コンクリートの終局ひずみの増加は、コンクリートの圧縮靱性の改善に有効であるが、引張側緊張材への負担が大きくなるため、通常の鉄筋よりも伸びが小さいPC鋼材を用いる本工法においては、補強部横拘束量の設定に注意する必要がある。したがって、本検討内では、補強部の横拘束筋体積比を $\rho_v=0.69\%$ 程度に設定し、曲げ圧縮破壊により終局に至るようにすることが望ましいと考えられる。RC供試体は、5 $\delta_y$ 繰返し载荷中に補強部軸方向筋の座屈による横拘束筋フックの破損をともなったコアコンクリートの損傷が生じたため、横拘束筋体積比の影響が現れず、PC供試体に対する変位靱性率の優位性は認められなかった。また、変位靱性率よりも吸収エネルギーの方がRC供試体とPC供試体の差が大きくなっている。補強部軸方向筋として高引張強度のPC鋼棒を用いたPC供試体の方が、最大荷重が大きくなるため吸収エネルギーが大きくなるためである。

横拘束筋体積比が消散エネルギーの累積挙動に与える影響を図3.46に示す。RC供試体、PC供試体ともに横拘束筋体積比の大きなものほど同一変位における消散エネルギーの累積値が若干大きくなっているようであるが、変位靱性率、吸収エネルギーと同様、その差はあまり顕著でない。

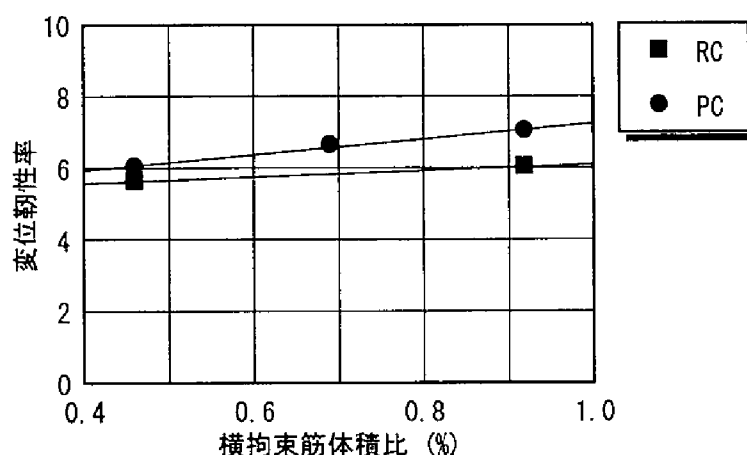


図 3.44 横拘束筋体積比が変位靱性率に与える影響

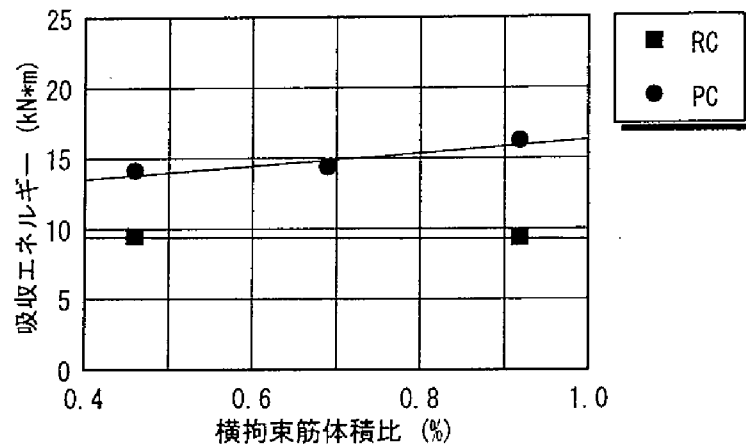


図 3.45 横拘束筋体積比が吸収エネルギーに与える影響

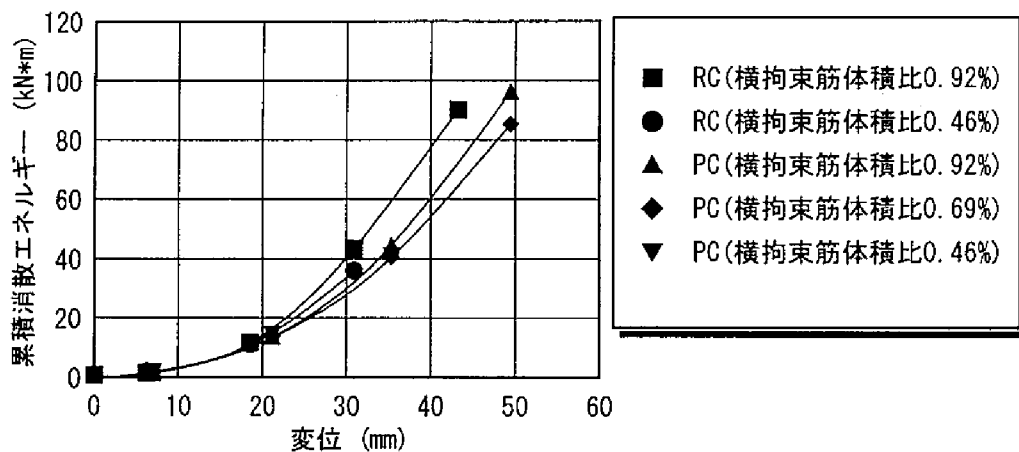


図 3.46 横拘束筋体積比が消散エネルギーの累積挙動に与える影響

### 3.3.5 復元特性

本検討では、復元特性指標として前節3.2.6の図3.15に示す残留変位率および弾性エネルギーを用いた。したがって、残留変位率が小さいほど、また弾性エネルギーが大きいほど復元特性に優れているということになる。なお、それぞれ $(2n-1)\delta_y$  1サイクル正方向載荷時の値を代表値として用いている。

#### (1) 補強方法の違いが復元特性に与える影響

補強方法の違いが残留変位率および弾性エネルギーに与える影響をそれぞれ図 3.47、図 3.48 に示す。軸方向プレストレスを導入した補強供試体は、Control および通常のコンクリート巻立て補強供試体よりも同一変位における残留変位率が小さく、弾性エネルギーが大きくなっている。軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強を行うことによって、復元特性の改善が得られていることがわかる。また、炭素繊維シート巻立て補強供試体も通常のコンクリート巻立て

補強供試体に比べて残留変位率が小さく、弾性エネルギーが大きい傾向が見られる。曲げ補強用として軸方向に高弾性材料の炭素繊維シートを貼付けたことにより、復元特性が改善されたものと考えられる。橋脚の曲げ補強として軸方向に炭素繊維シートを貼り付ける工法は、現実にはあまり適用されていないが、復元特性の改善に有効である可能性が示された。

## (2) 軸方向プレストレスが復元特性に与える影響

軸方向プレストレスが残留変位率および弾性エネルギーに与える影響をそれぞれ図3.49、図3.50に示す。 $3\delta_y$ から $5\delta_y$ 付近(変位20mmから35mm付近)までの残留変位率および弾性エネルギーには、軸方向プレストレスの影響は見られない。しかし、軸方向プレストレスが最も大きい $P_t=60\%$ の供試体は、緊張材破断の生じた $7\delta_y$ (変位50mm付近)において残留変位率の増加および弾性エネルギーの低下が顕著である。緊張材破断による荷重低下が補強部材の復元特性に極めて大きな影響を与えていると言える。

## (3) 補強部軸方向筋の機械的性質が復元特性に与える影響

補強部軸方向筋の機械的性質が残留変位率および弾性エネルギーに与える影響をそれぞれ図3.51、図3.52に示す。降伏後 $3\delta_y$ 付近(変位20mm付近)では、補強部緊張材として高弾性材料であるCFRPを用いたもので残留変位率が小さく、弾性エネルギーが大きくなる傾向が若干見られる。しかし、曲げ圧縮部コンクリートへの負担も大きくなることから、著しく増加するには至っていない。AFRPも同じく弾性材料であるがヤング係数が小さいことから、PC鋼棒を用いた供試体と同程度の復元特性となっている。 $5\delta_y$ 以降(変位35mm以降)ではPC鋼棒を用いたもので、残留変位率が小さく、弾性エネルギーが大きくなっている。PC鋼棒がある程度の塑性変形を生じることから、曲げ圧縮部コンクリートへの負担の増加が緩やかになったためである。このことから、弾性領域の大きな材料を用いることによって大きな復元特性を得ることができるが、大変形領域においては曲げ圧縮部コンクリートへの負担増大あるいは緊張材破断による荷重低下により復元特性が低下するため、塑性変形を生じる材料を用い、最大荷重以降の荷重低下を小さく抑えることによって復元特性の塑性変形領域における持続が可能であると考えられる。

## (4) 緊張率が復元特性に与える影響

緊張率が残留変位率および弾性エネルギーに与える影響をそれぞれ図3.53、図3.54に示す。緊張率が最も小さい $\lambda=40\%$ の供試体が $5\delta_y$ (変位35mm付近)、 $\lambda=50\%$ の供試体が $7\delta_y$ (変位50mm付近)で緊張材破断が破断したために、残留変位率が増加し、弾性エネルギーが低下した。これに対し、最も大きい緊張率 $\lambda=55\%$ の供試体は、緊張材が破断せず曲げ圧縮破壊により終局に至ったことから、 $7\delta_y$ (変位50mm付近)での復元特性に優れている。しかし、 $5\delta_y$ (変位35mm付近)までの残留変位率および弾性エネルギーは、 $\lambda=50\%$ の供試体と同程度である。緊張率の増加とともに曲げ圧縮部コンクリートへの負担が大きくなることから、復元力が緊張率に比例して大きくならないことがわかる。前項の靱性とあわせて考えると、緊張率 $\lambda=50\%$ 以上では、補強量に応じた補強効果の増加は期待できないといえる。

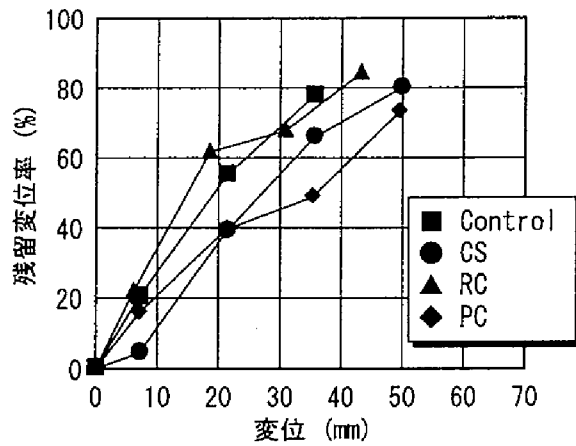


図 3.47 補強方法の違いが  
残留変位率に与える影響

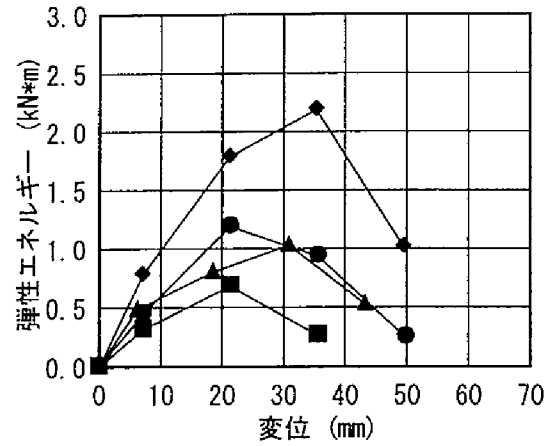


図 3.48 補強方法の違いが  
弾性エネルギーに与える影響

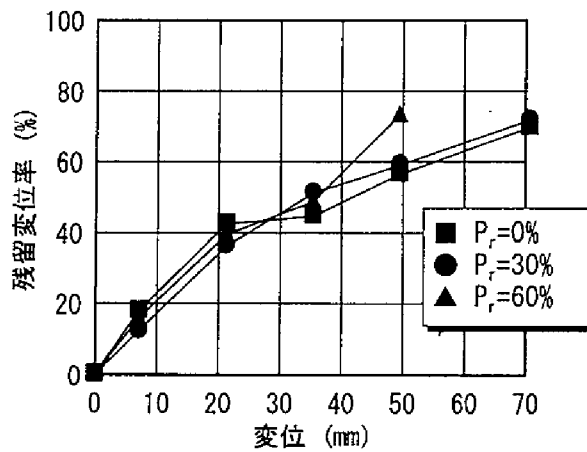


図 3.49 軸方向プレストレスが  
残留変位率に与える影響

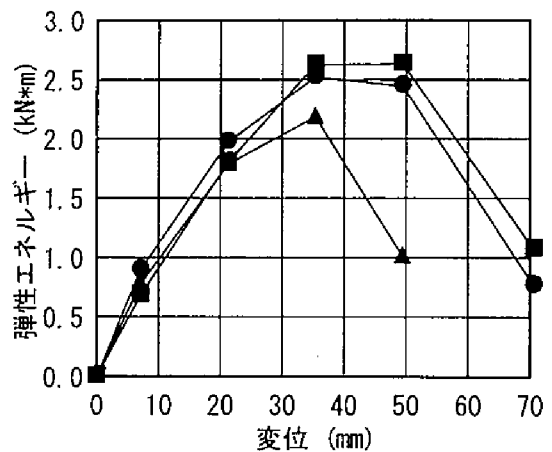


図 3.50 軸方向プレストレスが  
弾性エネルギーに与える影響

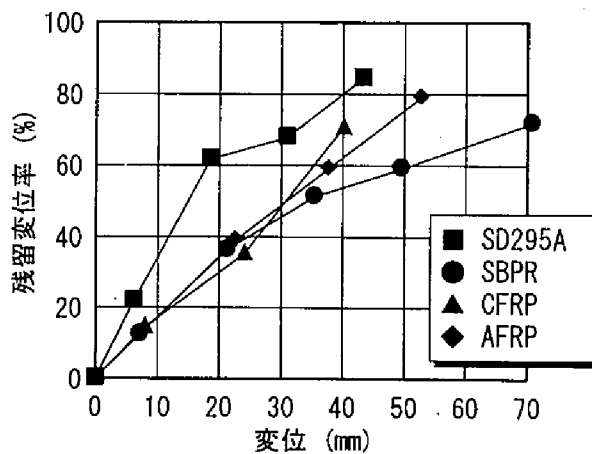


図 3.51 補強部軸方向筋の機械的性質が  
残留変位率に与える影響

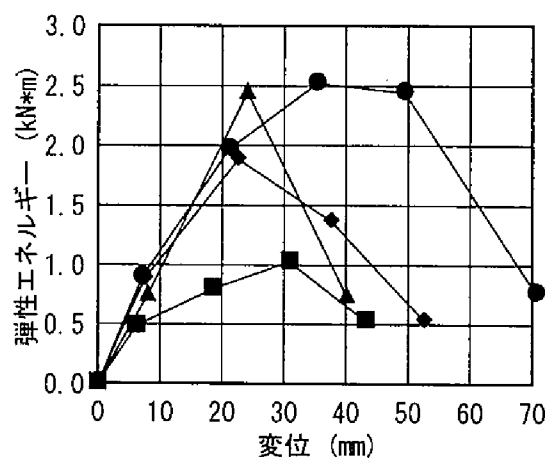


図 3.52 補強部軸方向筋の機械的性質が  
弾性エネルギーに与える影響

### (5) 横拘束筋体積比が復元特性に与える影響

補強部の横拘束筋体積比が残留変位率および弾性エネルギーに与える影響をそれぞれ図3.55、図3.56に示す。横拘束筋のフックが破損した通常のコンクリート巻立て補強供試体では、終局時の残留変位率、弾性エネルギーはほぼ同じであり、横拘束筋体積比の影響は小さい。一方、軸方向プレストレスを導入した補強供試体では、緊張材破断の生じた横拘束筋体積比 $\rho_v=0.92\%$ の供試体よりも曲げ圧縮破壊を生じた $\rho_v=0.69\%$ および $\rho_v=0.46\%$ の供試体の方が、終局時の残留変位率が小さく、また弾性エネルギーが大きくなっている。横拘束筋体積比を大きくした場合、曲げ圧縮部コンクリートの終局ひずみが増大し、圧潰による荷重低下が小さく抑えられ、曲げ圧縮部コンクリートの負担力は持続する。しかし、通常の鉄筋よりも伸びが小さい緊張材を用いてプレストレスを導入する本工法では、横拘束筋体積比が大きい場合、終局に至る荷重低下の原因が曲げ圧縮部の圧潰ではなく、緊張材破断となる可能性がある。したがって、大変形領域での復元特性を維持するためには、補強部材が曲げ圧縮破壊となるように横拘束筋配筋量を決定する必要があると考えられ、本検討の範囲内では $\rho_v=0.69\%$ が補強部の横拘束筋量として最適であると考えられる。

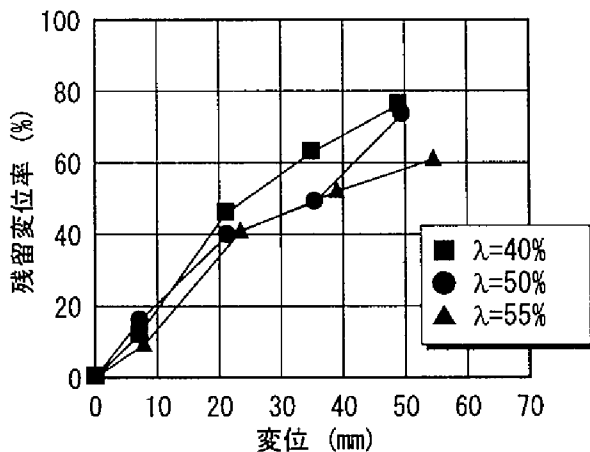


図 3.53 緊張率が残留変位率に与える影響

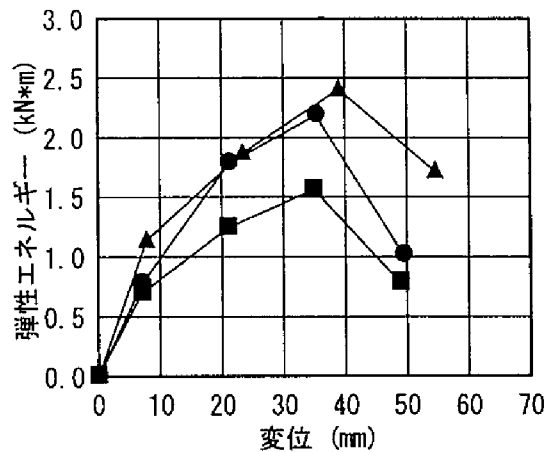


図 3.54 緊張率が弾性エネルギーに与える影響

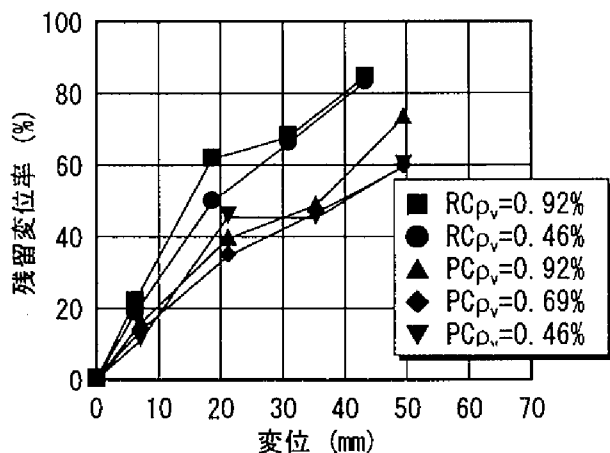


図 3.55 横拘束筋体積比が残留変位率に与える影響

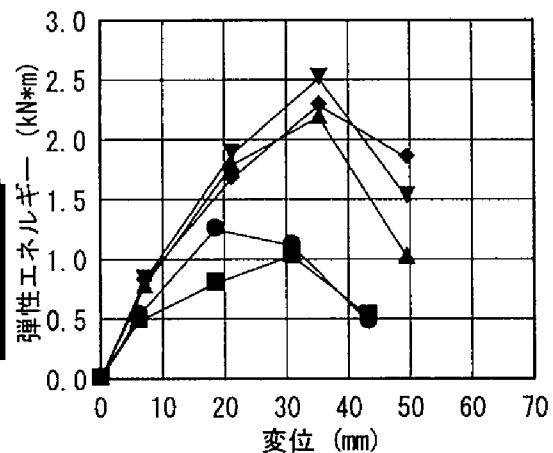


図 3.56 横拘束筋体積比が弾性エネルギーに与える影響

### 3.4 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強に関する性能のまとめ

本節では、これまでの検討結果をもとに、コンクリート橋脚を対象とした軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強工法について、補強により得られる性能を評価する。

本章では、まず、コンクリート巻立て工法において、一般的に存在する既存部と補強部コンクリート打継面の性状が、通常のコンクリート巻立て補強部材ならびに軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形挙動に与える影響を検討した。

コンクリート巻立て補強では、既存部と補強部コンクリートの一体性を確保するために、既存部材表面に対してチッピングやブラスト処理等の目粗しが行われる。本検討では、既存部材表面への凝結遅延材使用による骨材洗出しを適用した。この補強供試体に対して正負交番載荷曲げ試験ならびに既存部と補強部コンクリートの打継面に離散型の付着要素を適用した二次元有限要素解析を行ったところ、本検討で用いた表面処理程度の付着性状であれば、打継面完全付着の一体化部材としての曲げ変形挙動が得られることが明らかとなった。

そこで、以上のような打継面処理を適用した軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材について、軸方向プレストレスの量、補強部緊張材の機械的性質、補強部緊張材の緊張率ならびに補強部横拘束筋量が補強部材の曲げ変形性状に与える影響を、無補強供試体、炭素繊維シート巻立て供試体、従来のコンクリート巻立て供試体との比較のうえで検討した。

補強の方針として、曲げ耐力の増加およびエネルギー靱性の確保にくわえて、復元特性の改善を得ることにより、地震荷重に代表される外力作用後の補修の容易さ、耐久性、美観および視覚的安全性を向上させることを考慮した。

軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強に関する性能をまとめると表 3.10 のようになる。

軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強は、曲げ耐力およびエネルギー靱性を指標とした安全性能の向上に有効であることが明らかとなった。せん断耐力については、今回検討を行わなかったものの、軸方向プレストレスの導入によって、同一のせん断補強筋比を有するコンクリート巻立て補強よりも向上するものと考えられる。

なお、靱性については、現在の靱性の評価が、変形量あるいは回転角に着目したものであり、この点では軸方向緊張材に PC 鋼材を使用するこの工法の優位性は乏しい。しかし、高強度緊張材の使用にともなう曲げ耐力の増加によって、外力によるエネルギーを吸収することができるため、靱性の向上に有効であるといえる。ただし、3.2.1(2)で述べたように、今回検討を行った補強供試体の補強部コンクリート断面の既存部断面に対する比率は、実際のコンクリート巻立て補強に比べて大きくなっているため、曲げ耐力およびエネルギー靱性の向上の程度については、この影響を含んでいることに注意しなければならない。

一方、曲げ耐力の増加は、エネルギー靱性の向上と同時に基礎への負担が大きくなることを意味する。したがって、本提案工法を適用する場合には、基礎の耐力照査が不可欠であり、必要であれば基礎の補強を行わなければならない。このことと軸方向緊張材の定着ならびにプレストレス導入作業を考えた場合、施工性は他の工法に比べて劣ると言えよう。

また、変形回復能力が向上するとともに、この能力は、プレストレス導入量、緊張材種類あるいは補強量を変化させることにより、調整可能であることから、補強対象構造物に新たな要求水準を設定できるものと考えられる。さらに、損傷範囲の限定、ひび割れの復元性向上により、外力作用後の補修性、美観、視覚的安全性および外的因子侵入抵抗性を期待できることが大きな特徴と言えよう。

表 3.10 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強に関する性能のまとめ

性能	指標	評価	備考
安全性 (耐震性を含む)	曲げ耐力	◎	従来の代表的な補強工法と同一の軸方向補強筋比を適用した場合
	せん断耐力	(○)	本研究の範囲外であるが、軸方向 PS の寄与により向上が期待できる。
	靱性	○	変位靱性率でなくエネルギー靱性で評価する必要がある。
(外力作用後の) 美観 視覚的安全性	損傷範囲・程度 ひび割れ性状	◎	ひび割れの分散性は劣るが、損傷が橋脚基部に限定され、ひび割れの復元性が向上する。また、軸方向 PS の量によって制御可能。
補修性	残留変位 ひび割れ性状	◎	残留変位、ひび割れの制御が可能であり、補修が容易であるとともに補修範囲が限定できる。
施工性	建築限界 基礎への影響 工期等	×	RC 巻立ての適用が可能でなければならない。曲げ耐力の大幅な増加により、基礎の補強が必要となることもある。緊張作業等により工期が長くなる。

### 3.5 本章のまとめ

本章では、コンクリート橋脚の補強を対象とした軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強について、補強部材の性能および適用性を検討した。

まず、コンクリート巻立て工法において存在する既存部と補強部コンクリート打継面の性状が、通常のコンクリート巻立て補強部材ならびに軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形挙動に与える影響を検討した。

次に、軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強を適用した供試体に対して正負交番載荷曲げ試験を行い、その曲げ変形挙動について、無補強供試体、炭素繊維シート巻立て供試体、従来のコンクリート巻立て供試体との比較のうえで検討した。補強の方針として、曲げ耐力の増加およびエネルギー靱性の確保にくわえて、復元特性の改善を得ることにより、地震荷重に代表される外力作用後の補修の容易さ、耐久性、美観および視覚的安全性を向上させることを考慮した。

以下に、本章の範囲内で得られた主な結果を示す。

- (1) 既存部と補強部コンクリート打継面処理として、既存部材表面への凝結遅延剤使用による骨材洗出しを適用したコンクリート巻立て補強供試体について、正負交番載荷曲げ試験ならびに打継面に離散型の付着要素を適用した二次元有限要素解析を行った結果、今回用いた程度の打継面処理による付着性状であれば、一体化部材としての挙動が得られると判断できた。
- (2) 既存部と補強部コンクリートの打継面を完全付着無とした場合、通常のコンクリート巻立て補強では打継面処理有よりも初期剛性が小さくなるとともに、曲げ降伏後せん断破壊を生じた。この初期剛性の低下については、打継面に離散型の付着要素を適用した二次元有限要素解析によって定性的に捉えることができた。また、せん断スパン内で既存部よりも補強部が負担するせん断力が大きくなることが明らかとなった。したがって、通常のコンクリート巻立て補強では、既存部と補強部コンクリート打継面の処理は確実に行う必要がある。
- (3) 軸方向プレストレスを導入したコンクリート巻立て補強において打継面を完全付着無とした場合も、曲げ降伏後せん断ひび割れが顕著になったが、プレストレスによりひび割れの拡幅が抑制され、打継面処理有および無と同程度の靱性が得られた。また、補強部緊張材への緊張力が同じ場合、打継面処理有および無よりも完全付着無の方が、補強部コンクリートへのプレストレス導入量が大きくなり、復元特性の改善効果が大きくなった。したがって、軸方向プレストレスがせん断耐力に与える影響をより詳細に設計に取り入れることができれば、打継面を完全付着無として軸方向プレストレスを導入する方法は、変形回復性能の向上の観点から、積極的に採用すべき構造形式となりうる可能性がある。ただし、打継面処理有および無に比べせん断ひび割れが顕著であることから、外力作用後の補修性、劣化因子の侵入抵抗性、美観および視覚的な安全性が要求される場合には、既存部と補強部コンクリート打継面の処理を行う必要がある。
- (4) 補強部コンクリートに導入される軸方向プレストレスの量は、既存部と補強部コンクリート打継面を完全付着と仮定することにより算定可能である。また、既存部と補強部コンクリート打継面に離散型の付着要素を適用した二次元有限要素解析によって、軸方向プレストレスの分布を把握することができる。
- (5) コンクリート巻立て補強部コンクリートへの軸方向プレストレスの導入量が多いほど、ひび割れ発生荷重が増加し、せん断ひび割れが減少する。したがって、軸方向プレストレスの導入は、外力作用後の補修性が向上するとともに、ひび割れの復元性が向上し、劣化因子の侵入抵抗性、美観あるいは視覚的安全性に対して有効である。
- (6) 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材は、補強部軸方向筋として高引張強度材料を使用しているため、同程度の補強筋比を適用した通常のコンクリート巻立て補強部材よりも降伏耐力、曲げ耐力が増加する。また、これらの降伏耐力および曲げ耐力は、適切な既存部と補強部コンクリート打継面処理を行っていれば、完全付着および平面保持を仮定することにより算定可能である。したがって、軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材には、従来の設計法が適用できる。



- (7) 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材は、曲げ耐力の向上によりエネルギーを吸収することによって靱性を確保する構造形式となる。また、連続繊維補強材よりも PC 鋼棒を補強部緊張材として使用した方が、より大きな靱性改善効果を得ることができる。さらに、PC 鋼棒の適用量としては、補強後の断面における断面内の引張力に対する補強部緊張材の分担力の指標として緊張率 $\lambda$ を用いた場合、靱性の改善効果が最も大きくなる $\lambda=50\%$ が最適であるといえる。
- (8) 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材において、補強部緊張材として弾性領域の大きい材料を用いることによって、補強部材の復元特性が向上する。また、緊張材として PC 鋼棒を緊張率 $\lambda=50\%$ で適用し、かつ補強部横拘束筋量として横拘束筋体積比 $\rho_v=0.69\%$ を設定することにより、大変形領域での復元特性が維持できる。

## 参考文献

- 1) 土木学会：平成 8 年制定コンクリート標準示方書[耐震設計編]，1996.7.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，丸善，1999.10.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1996.12
- 4) 池田 尚治，森 拓也，吉岡 民夫：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.40，No.5，pp.40-47，1998.9.
- 5) 中村 修，松下 博通，坂口 伸也，樺本 真：PC 橋脚の耐震性能とプレストレス量に関する実験的研究，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.403-406，1998.10.
- 6) 日本ジッコウ：技術資料(コンクリート打継面レイタンス処理剤)
- 7) 土木学会：平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，pp.139-140，1996.3.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，III コンクリート橋編，丸善，pp.162-163，1996.12
- 9) 土木学会：平成 3 年版コンクリート標準示方書[設計編]，pp.165-166，1991.9.
- 10) 日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会報告書，pp.322-330，1999.5.
- 11) 横谷 貴光，香取 慶一，林 静雄：コンクリート打継面における表面粗さの評価とせん断力伝達能力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.171-176，1995.7.
- 12) 児島 孝之，高木 宣章，日比野 憲太，中島 忠男：連続繊維シートによりせん断補強した RC はりの挙動解析，土木学会関西支部年次学術講演概要，V-21-1,2，2000.6.
- 13) 土木学会：平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，pp.58-65，1996.3.
- 14) 三方 康弘，井上 晋，小林 和夫，仁枝 保：せん断補強筋のない PC はり部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの影響，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部/V-305，

- pp.610-611, 1999.9.
- 15) 土木学会：平成 8 年制定コンクリート標準示方書[耐震設計編], pp.18-19, 1996.7.
  - 16) 松尾 真紀, 日比野 憲太, 高木 宣章, 児島 孝之：コンクリートのひび割れを表現する  
離散モデルとその基本的特性, 土木学会論文集, No.655/V-48, pp.1-12, 2000.8.
  - 17) 児島 孝之, 高木 宣章, 松尾 真紀, 山田 崇雄：コンクリートと連続繊維棒材との付着  
特性に関する有限要素解析, 土木学会関西支部年次学術講演概要, V-2-1,2, 1998.5.
  - 18) 日比野 憲太, 中越 貴宣, 児島 孝之, 高木 宣章：耐震補強された RC 橋脚の力学的挙  
動解析, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, V-287, pp.574-575, 1999.9.
  - 19) 山本 貴士, 服部 篤史, 宮川 豊章：軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補  
強に関する研究, 土木学会論文集, 投稿中
  - 20) 浦野 剛, 三方 康弘, 井上 晋, 小林 和夫, 仁枝 保：PC はり部材のせん断耐力に及ぼ  
すプレストレスの効果, 土木学会関西支部年次学術講演概要, V-15-1,2, 1998.5.
  - 21) 細谷 学, 川島 一彦, 星隈 順一：炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度-  
ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.592/V-39, pp.37-52, 1998.5.
  - 22) 藤井 学, 小林 和夫, 宮川 豊章, 井上 晋, 松本 利彦：横拘束コンクリートの応力-ひ  
ずみ関係の適用に関する検討, セメント技術年報第 42 巻, pp.311-314, 1998.
  - 23) 陸好 宏史, 谷口 裕史, 喜多 達夫, 町田 篤彦：連続繊維補強材を用いた PC 部材の曲  
げ靱性改善に関する研究, 土木学会論文集, No.460/V-18, pp.103-111, 1993.2.
  - 24) 土木学会：平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp.36-37, 1996.3.
  - 25) 土木学会：連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計・施工指針(案), コンクリート  
ライブラリー88, pp.10, 1996.9.

## 第4章 炭素繊維シート補強部材の力学的挙動に与える鉄筋腐食の影響

### 4.1 はじめに

コンクリート構造物の劣化原因は多種多様であるが、1970年代から現在にいたるまで、常に深刻な問題であるのが塩害に起因するコンクリート中の鉄筋腐食である。これまでに様々な補修工法が適用されており、なかでも電気化学的補修工法が注目されている<sup>1)</sup>。一方、鉄筋が腐食することによる鉄筋の機械的性質の低下が、部材の耐震性能や安全性能に影響を与える場合には、補強が必要とされる。前章では、1995年の兵庫県南部地震に代表される地震荷重に対する補強方法としての新工法を検討したが、同じく、この地震以降注目を集めた補強工法に、連続繊維シートを用いたものがあり、材料の高耐久性あるいは環境遮断性への期待などから、塩害劣化部材への適用も有効であると考えられる。しかし、塩害劣化部材への連続繊維シート補強に関する研究は少なく、また、補強後の性能の経時的な挙動については明らかに知見が不足しているのが現状である。

そこで本章では、まず、炭素繊維シートを用いて曲げ補強した部材の曲げ変形特性に与える鉄筋腐食の影響を検討するために、炭素繊維シート補強部材中の鉄筋腐食を電食法によりモデル化し、静的曲げ試験を実施した。また、二次元有限要素解析において、鉄筋とコンクリートの付着劣化および腐食ひび割れを離散型の要素を用いて表現することにより、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート補強部材の力学的特性もあわせて検討した。

次に、炭素繊維シートを用いて靱性補強した部材について、炭素繊維シートの横拘束効果による曲げ圧縮部コンクリートの圧縮靱性の改善と腐食鉄筋の機械的性質の低下が、補強部材の曲げ変形性状に与える影響を検討するために、あらかじめ腐食させた鉄筋を用いて作製した炭素繊維シート横拘束曲げ部材に対し正負交番載荷曲げ試験を実施した。

### 4.2 炭素繊維シート曲げ補強部材の変形挙動に与える鉄筋腐食の影響

本節では、炭素繊維シート曲げ補強部材中の引張主鉄筋の腐食を電食法によりモデル化し、静的載荷曲げ試験をもとに、補強部材の曲げ変形特性に与える鉄筋腐食の影響を検討した。また、腐食鉄筋の機械的性質を把握するために、引張試験を実施するとともに、炭素繊維シート補強部材断面の電食にともなうひび割れの状況を検討した。さらに、二次元有限要素解析において、鉄筋とコンクリートの付着劣化および腐食ひび割れを離散型の要素を用いて表現することにより、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート曲げ補強部材の曲げ変形特性を解析的に検討した。

4.2.1 実験概要

(1) 曲げ試験供試体

a) 供試体形状・寸法

曲げ試験供試体は、図 4.1 に示すように、幅×高さ×全長(スパン長)=100×100×400(300)mm で、引張主鉄筋に 1-D10(SD295A)をかぶり 20mm で配した。また、せん断補強筋には D6(SD295A) スターラップを間隔 40mm で配置した。補強筋の健全時の機械的性質を表 4.1 に示す。曲げ補強を行うものは、炭素繊維シートを、支点外側を含めた底面軸方向に 1 層張り付けた。炭素繊維シートの機械的性質を表 4.2 に示す。なお、引張主鉄筋の腐食の影響を検討することから、主鉄筋定着部およびせん断補強筋はエポキシ系樹脂を塗布し非通電部分とした。コンクリートの目標配合強度は $f_{cr}=27\text{N/mm}^2$ とし、腐食促進のため練混ぜ水として NaCl3%水溶液を用いた。

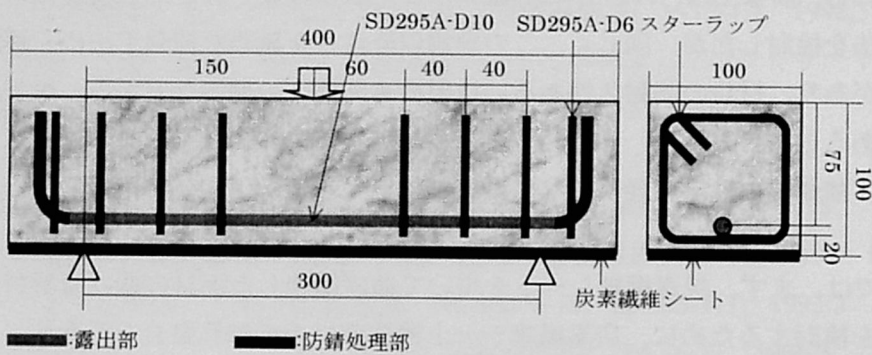


図 4.1 供試体形状・寸法 (単位：mm)

表 4.1 補強筋の機械的性質

補強筋	公称直径 (mm)	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
SD295A-D10	9.53	71.33	361	500	185600	30.1
SD295A-D6	6.35	31.67	310	533	181400	29.4

表 4.2 炭素繊維シートの機械的性質

繊維目付量 (g/m <sup>2</sup> )	シート厚さ (mm)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
200	0.111	3500	$2.3 \times 10^5$

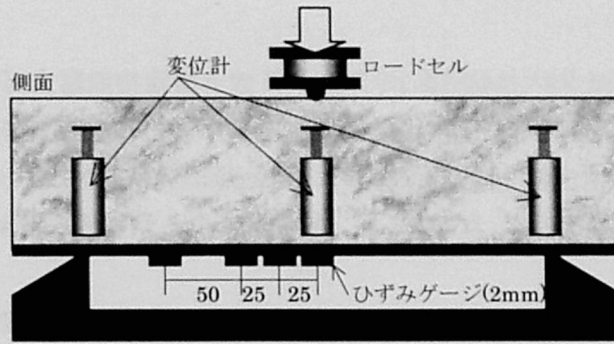


図 4.2 曲げ試験および測定状況 (単位: mm)

#### b) 載荷方法および測定項目

載荷は、スパン 300mm の中央一点静的漸増載荷曲げ試験(せん断スパン有効高さ比 2.0)とした。測定は、載荷点下のロードセル(容量 100kN)により荷重を測定し、またスパン中央および両支点位置に変位計(容量 10mm)を取り付け、変位を測定した。さらに、スパン中央から 0, 25, 50, 100mm 位置の合計 4 点にひずみゲージ(検長 2mm)を貼り付け、炭素繊維シートひずみを測定した。曲げ試験および測定状況を図 4.2 に示す。

### (2) 鉄筋腐食方法

#### a) 電食方法

腐食鉄筋のモデル化は、定電流電源により鉄筋を強制的にアノード溶解させる電食法を用いて行った。電食の状況を図 4.3 に示す。供試体のシート補強面から 50mm の位置までが気中にある状態で NaCl3%電解液に浸し、銅板をカソードとして鉄筋表面積に対して電流密度約  $1.0\text{mA}/\text{cm}^2$  に設定した<sup>2)</sup>。腐食段階 1 として約 200 時間、腐食段階 2 として約 480 時間の通電を行った。これらの腐食段階は、本実験に先立って行った予備通電実験の結果から決定した。すなわち、腐食段階 1 は、無補強供試体の底面に腐食ひび割れが目視確認できる程度の腐食であり、腐食段階 2 は、厳しい腐食状況であると考えられる質量減少率 10%程度となるように通電を行ったものである。実際の腐食量については、次項 4.2.2 の腐食量測定結果で述べる。

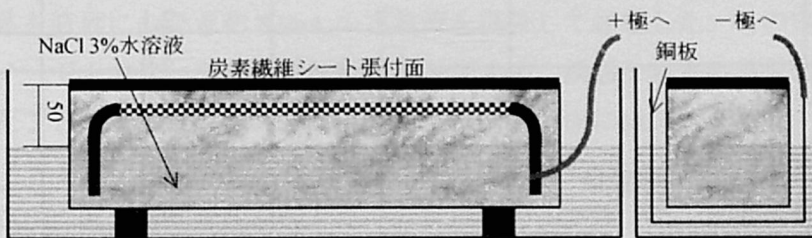


図 4.3 電食の状況 (単位: mm)

#### b) 腐食量の測定

腐食量は、日本コンクリート工学協会「コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに基準(案)」<sup>3)</sup>に従って、曲げ試験終了後の供試体からはとり出した鉄筋を 60℃10%クエン酸水素二アンモニウム水溶液に約 24 時間浸漬したあと、腐食生成物除去後の鉄筋質量を測定し、次式(4.1)から質量減少率を算出した。なお、クエン酸浸漬による鉄筋黒皮溶解の補正は行っていない。

$$\text{質量減少率(\%)} = (\text{クエン酸浸漬による質量減少量} / \text{腐食前の鉄筋質量}) \times 100 \quad (4.1)$$

#### (3) 腐食鉄筋の引張試験

図 4.1 の曲げ試験供試体と同様の形状・寸法(100×100×400mm)の供試体を別途作製し、鉄筋に対して(2)の腐食段階 1 および 2 に相当する通電を行った。なお、これらの供試体にはせん断補強筋を配していない。通電後の供試体から、はとり出した鉄筋を用いて引張試験を行った。また、曲げ試験供試体と同様、引張試験終了後の試験片を用いて鉄筋の腐食量を測定した。

#### (4) 断面内の腐食ひび割れ状況

図 4.1 の曲げ試験供試体と同様の形状・寸法(100×100×400mm)の供試体を別途作製し、鉄筋に対して(2)の腐食段階 1 および 2 に相当する通電を行ったあと、スパン中央およびスパン中央から 80mm 位置の合計 3 個所を軸直角方向に切断し、クラックゲージを用いた目視観察により断面内の腐食ひび割れを調査した。

以上の各種試験項目および要因を、質量減少率の測定結果、試験時のコンクリート強度  $f_c$  とともにまとめた供試体一覧を表 4.3 に示す。なお、質量減少率については 4.2.2 で説明する。

表 4.3 試験項目および要因

供試体	試験項目	炭素繊維シート	質量減少率 (%)	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
N0	曲げ載荷試験		0.0	35.1
N1			2.2	37.3
N2			8.2	35.3
CF0		○	0.0	35.1
CF1		○	2.1	37.3
CF2		○	8.6	35.3
N0(T)	鉄筋引張試験		0.0	35.1
N1(T)			2.3	37.3
N2(T)			13.8	35.3
CF0(T)		○	0.0	35.1
CF1(T)		○	2.6	37.3
CF2(T)		○	13.2	35.3
CF1(C)	断面内 腐食ひび割れの観察	○	2.2	37.3
CF2(C)		○	8.4	35.3

#### 4.2.2 腐食量測定結果

各供試体の電食および腐食量測定結果を表 4.4 に示す。質量減少率の理論値は、流れた電流はすべて鉄が 2 価の陽イオンになるアノード反応によるものとして求めた。すなわち、電気化学的腐食による質量減少量は、ファラデーの法則により通過した電気量に比例し、次式(4.2)により求められる<sup>4)</sup>。

$$\Delta W = (A \cdot i \cdot t) / (Z \cdot F) \quad (4.2)$$

ここで、

$\Delta W$  : 質量減少量 (g)

$A$  : 鉄の原子量 (g/mol) (=55.847)

$i$  : 電流量 (A)

$t$  : 通電時間 (sec)

$Z$  : 鉄の原子価 (=2)

$F$  : ファラデー定数 (A・sec/mol) (=9.648×10<sup>4</sup>)

である。なお、通電部分の鉄筋表面積は、83.83mm<sup>2</sup> であり、通電部分の平均鉄筋質量は 150.9g である。

表 4.4 各供試体の電食および腐食量測定結果

供試体	平均電流密度 (mA/cm <sup>2</sup> )	積算電流量 (mA・hr/cm <sup>2</sup> )	腐食量 (g)	腐食減量 (g/cm <sup>2</sup> )	質量減少率 (%)	質量減少率の理論値 (%)
N1	0.98	200.1	3.41	0.0407	2.2	10.1
N2	0.99	479.3	12.41	0.1481	8.2	26.7
CF1	0.99	201.5	3.37	0.0402	2.1	10.2
CF2	0.99	479.3	12.98	0.1548	8.6	26.7
N1(T)	0.99	177.6	3.64	0.0435	2.3	9.9
N2(T)	1.04	479.7	20.73	0.2472	13.8	26.7
CF1(T)	0.99	177.6	4.03	0.0481	2.6	9.9
CF2(T)	1.04	479.7	19.94	0.2379	13.2	26.7

電食は、供試体を直列につなぎ約 83mA の定電流を継続して通電した。この定電流を通電するために必要なアノードとカソード間の電圧は約 11V であり、鉄筋から水の電気分解による酸素ガスが発生していたことが予想される。また、コンクリート表面には、コンクリート中のカルシウムイオンが、カソード側に移動しながら水酸化イオンと反応してできたと思われる白色生成物が確認された。さらに、せん断補強筋を配した曲げ試験用の供試体では、防錆処理を行ったせん断補強筋に一部腐食が認められ、せん断補強筋を配していない引張試験用供試体の質量減少率よりも小さい値となった。これらの現象で生じた電流も腐食電流として測定されたため、実際の質量減少率が理論値を大きく下回ったものと考えられる。



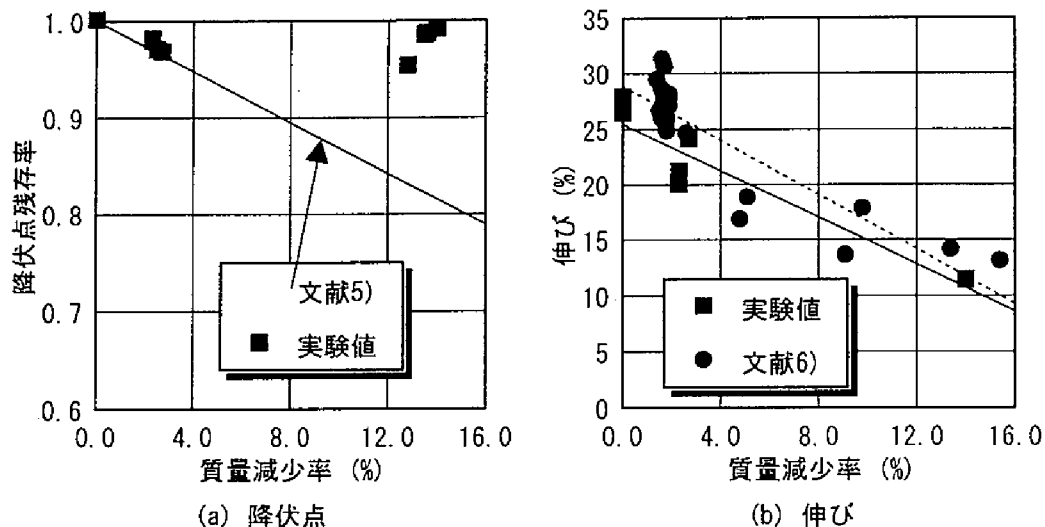


図 4.4 腐食鉄筋の機械的性質

#### 4.2.3 腐食鉄筋の引張試験

鉄筋の機械的性質と質量減少率の関係を図 4.4 に示す。(a)降伏点では、文献5)に示された降伏点残存率-質量減少率関係を、(b)伸びでは、文献6)の引張試験結果の線形回帰直線をあわせて示した。なお、降伏点および引張強度の算出には、一様腐食を仮定し、質量減少率を断面欠損率とすることにより推定した残存断面積を用いた。

文献5)の塩化物を含むコンクリート中での鉄筋腐食では、降伏点が質量減少率とともに低下しているが、実験では質量減少率によらずほぼ一定であった。これに対し、伸びは、文献6)の低下の割合よりも若干小さいものの、質量減少率の増加とともに顕著に低下した。実験では、鉄筋腐食を電食によりモデル化したため、塩化物を含むコンクリート中での鉄筋腐食に比べて均一に腐食が進行し、強度に影響を与えるまでの孔食が生じなかったものと考えられる。

#### 4.2.4 断面内の腐食ひび割れ状況

炭素繊維シート補強供試体の腐食段階1および2における断面内の腐食ひび割れ状況をクラックゲージで測定したひび割れ幅とともに図 4.5 に示す。なお、無補強供試体の腐食ひび割れは、かぶり方向(底面方向)へのものが卓越しており、底面でのひび割れ幅も 1.0mm 程度のものが鉄筋に沿って発生していた。

これに対し、炭素繊維シート補強供試体では、炭素繊維シート張付面において鉄筋に沿った腐食ひび割れは目視では確認できず、供試体側面方向への腐食ひび割れが卓越していた。また、せん断補強筋の拘束力がないスパン中央でかぶり方向への微細な腐食ひび割れが見られたものの、プライマーや含浸・接着樹脂からなる FRP 層にひび割れを生じさせるには至っていなかった。炭素繊維シートによる軸直角方向の拘束力は、繊維方向が鉄筋に対して平行であるため、軸方向に比べてきわめて小さいと考えられるが、プライマーおよび含浸・接着樹脂によりコンクリートの表面強度が大きくなっているものと考えられる。また、電食による腐食であるため、炭素繊維シートの有無によって電流経路が異なった可能性も考えられる。しかし、質量減少率が約 8%の腐食



段階2の供試体では、かぶり方向に発生した微細なひび割れが経路となったと思われる腐食生成物が、FRP層とコンクリートの間に蓄積し、一部FRP層が膨らみ剥離する現象もみられた。このような腐食生成物の蓄積は、コンクリートと炭素繊維シートの付着性状に大きな影響を与え、補強部材の力学的挙動を変化させるものと考えられる。ただし、今回のような電食による腐食では、強制的なアノード溶解による規則的な反応により、中間生成物がすぐに次の物質へ変化し、腐食生成物の層構造も比較的単純なものであると考えられており、実環境における自然腐食と異なった現象であるものと思われる。

また、実環境で鉄筋腐食が生じた場合、断面内腐食ひび割れは炭素繊維シートの拘束力で、ある程度のひび割れ幅までは抑制効果が期待できるものと考えられる。しかし、腐食ひび割れ幅が大きくなると、ひび割れ面での炭素繊維シートのひずみが急激に大きくなることから、ひび割れ面近傍でのすべりによる剥離あるいは炭素繊維シートの破断といったような現象が生じる可能性もある。

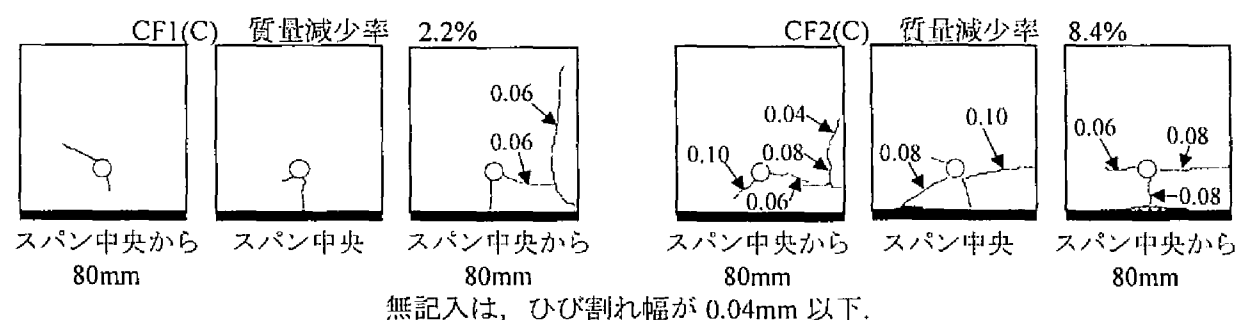


図 4.5 断面内の腐食ひび割れ

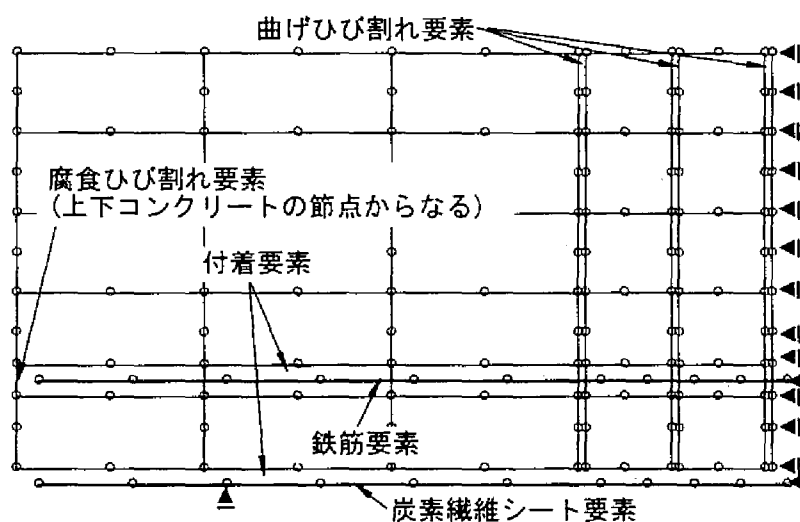


図 4.6 要素分割図

#### 4.2.5 離散型要素を用いた二次元有限要素解析

炭素繊維シート曲げ補強部材の力学的特性に与える鉄筋腐食の影響を検討するために、鉄筋とコンクリートの付着、腐食ひび割れおよび炭素繊維シートとコンクリートの接着を考慮できる離散型の要素を用いた二次元有限要素解析<sup>7)</sup>を行った。

##### (1) 解析モデルおよび境界条件

本解析では、実験に用いた供試体の対称性を考慮して左側半分についての解析を行った。要素分割図を図 4.6 に示す。境界条件は、支点の鉛直方向を固定、スパン中央の水平方向を固定し、スパン中央上縁に鉛直下向きの増分変位を与えた。

解析は、以下の 2 ケースについて行った。

##### a) Case I

無補強および炭素繊維シート曲げ補強供試体において、それぞれ健全なものと腐食段階 2 の腐食が生じたものについて、鉄筋の断面減少および鉄筋とコンクリートの付着劣化を考慮して解析を行った。腐食段階 2 の質量減少率は、N2 供試体で 8.2%、CF2 供試体で 8.6%であるが、解析上は質量減少率を 8%とした。付着劣化を生じた付着要素の特性は(2)で述べる。

##### b) Case II

炭素繊維シート曲げ補強供試体の腐食段階 2 の CF2 供試体について、鉄筋の断面減少および鉄筋とコンクリートの付着劣化を考慮するとともに、供試体側面の腐食ひび割れに対し、ひび割れ要素を適用して行った。質量減少率は、a)と同様に 8%とした。なお、腐食ひび割れ要素を挟む上下のコンクリートと鉄筋の付着を考える必要があるため、本ケースでは、鉄筋周長  $u_s$  の半分ずつが上下コンクリートと付着しているとしてモデル化している。

##### (2) 要素特性

コンクリートには 2 次の四辺形要素、鉄筋には 2 次のはり要素、鉄筋とコンクリートの付着には 2 次の付着要素、炭素繊維シートには 2 次のトラス要素、炭素繊維シートとコンクリートの付着には 2 次の付着要素を用いた。また、腐食ひび割れは上下コンクリート要素の 6 接点からなる 2 次のひび割れ要素とした。さらに、コンクリートには、前章 3.2.5 の図 3.10、図 3.11 と同じ要素特性および破壊基準を使用しており、コンクリートの引張応力に対する軟化域は考慮されていない。このことにより、コンクリートに過大な引張応力が生じることを避けるために、供試体端部から 150, 175, 200mm の位置に曲げひび割れを模したひび割れ要素をあらかじめ導入しておいた<sup>8)</sup>。なお、コンクリート強度  $f_c=27\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数  $E_c=2.65 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比  $\nu=0.1667$  とした。

鉄筋には、前章 3.2.5 の図 3.12 に示す要素特性を使用した。4.2.3 の鉄筋引張試験の結果より、質量減少率の増加にともなう降伏点および引張強度の低下が見られなかったことから、 $f_y=350\text{N/mm}^2$ 、 $f_t=500\text{N/mm}^2$  で一定とし、質量減少率 8%の腐食は、一様腐食を仮定し、質量減少率を断面減少率として公称断面積  $A_s$  および公称周長  $u_s$  を低減することにより考慮した。

炭素繊維シートは、引張強度  $3500\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数  $2.3 \times 10^5\text{N/mm}^2$  の線形弾性体とし、破断

ひずみを 1.5%とした。

鉄筋とコンクリートの付着要素の応力-相対変位関係は、要素法線方向の応力および相対変位をそれぞれ $\sigma_n$ ,  $\delta_n$ , 接線方向の応力および相対変位をそれぞれ $\tau_t$ ,  $\delta_t$ とすると次式で表される。

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{nn} & B_{nt} \\ B_{tn} & B_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_t \end{Bmatrix} = B \cdot \delta \quad (4.3)$$

本解析では、要素接線方向のみの非線形性を考慮し、応力-変位マトリックスの係数 $B_{tt}$ に図 4.7 に示す要素特性<sup>8)</sup>を導入し、 $B_{nn}=1.0 \times 10^4 \text{N/mm}^3$ ,  $B_{nt}=B_{tn}=0.0 \text{N/mm}^3$ で一定とした。また、腐食による付着劣化は、式(4.4)に示す付着強度低下式<sup>9)</sup>により付着強度 $\tau_{hcorr}$ を算出し用いた。

$$\frac{\tau_{hcorr.}}{\tau_{h0}} = e^{-0.0607 \times (\text{Corrosion mass loss (\%)})} \quad (4.4)$$

炭素繊維シートとコンクリートの付着も式(4.3)と同様の応力-変位関係で表し、 $B_{tt}$ には付着応力-すべり関係<sup>10)</sup>を用いた。

腐食ひび割れ要素および曲げひび割れ要素の応力-変位も付着要素と同様に次式で表される。

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{nn} & C_{nt} \\ C_{tn} & C_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_t \end{Bmatrix} = C \cdot \delta \quad (4.5)$$

ここで、腐食ひび割れの応力-ひび割れ幅およびずり変位関係に関しては、不明な点が多いため、本検討では要素法線方向および接線方向に $C_{nn}=C_{tt}=1.0 \times 10^3 \text{N/mm}^3$ の線形関係を適用し、また $C_{nt}=C_{tn}=0.0 \text{N/mm}^3$ とした<sup>11)</sup>。なお、腐食ひび割れは鉄筋高さの位置の軸方向全長に生じていると仮定し、奥行きは供試体の幅と同一の 100mm とした。

解析結果については、次項の曲げ試験結果とあわせて考察を行う。

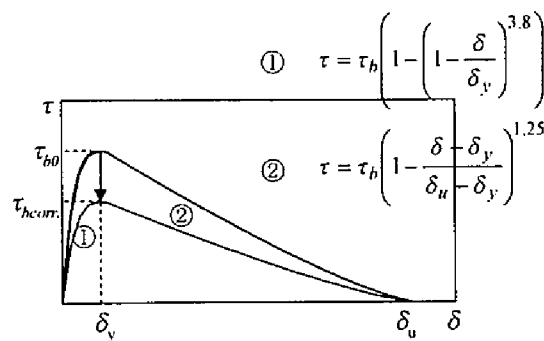


図 4.7 付着応力-すべり関係

## 4.2.6 曲げ試験

### (1) ひび割れ性状

曲げ試験終了後のひび割れ状況および荷重低下原因となった現象を、載荷前に観察した腐食ひび割れとともに図 4.8 に示す。

無補強供試体では、せん断ひび割れよりも曲げひび割れの方が卓越する傾向にあるが、炭素繊維シート補強供試体では、補強による曲げ耐力の向上によりせん断ひび割れの拡幅が顕著になった。また、荷重低下は、支点付近のせん断ひび割れと炭素繊維シートが交差する部分で、鉛直方向のずれが生じ炭素繊維シートが破断した。

腐食段階 1 および 2 では、4.2.2 でも述べたように、一部の電流がせん断補強筋にも流れたと考えられ、せん断補強筋に沿った腐食ひび割れが観察された。曲げ試験終了後、内部のせん断補強筋を調査したところ、防錆塗料が剥がれ腐食していることが確認できており、せん断補強筋とコンクリートの付着が劣化が、せん断ひび割れ幅の拡幅が生じる一因となったものと考えられる。しかし、このような現象は、本検討の電食による腐食のモデル化に限ったことではないと考えられる。実際の構造物では、せん断補強筋が部材の最外縁に配筋されることが多く、かぶりが小さいことから環境作用の影響を受けやすい。すなわち、主鉄筋に比べ腐食の生じる可能性が大きいといえる。このようなせん断補強筋の腐食にともなうせん断補強筋とコンクリートの付着劣化は、コンクリートのせん断抵抗の大部分を負担していると言われる<sup>12)</sup>ひび割れ面における骨材かみ合わせによる負担せん断力を低下させることになるため、鉄筋腐食を生じた部材のせん断耐荷機構を考える上で重要な課題となるものと考えられる。また、CF2 供試体では、主鉄筋に沿う腐食ひび割れが載荷初期段階において軸方向に進展した。曲げ補強の場合、このような側面の腐食ひび割れは、曲げ補強材への応力伝達を阻害し、曲げ変形挙動に影響するものと考えられる。

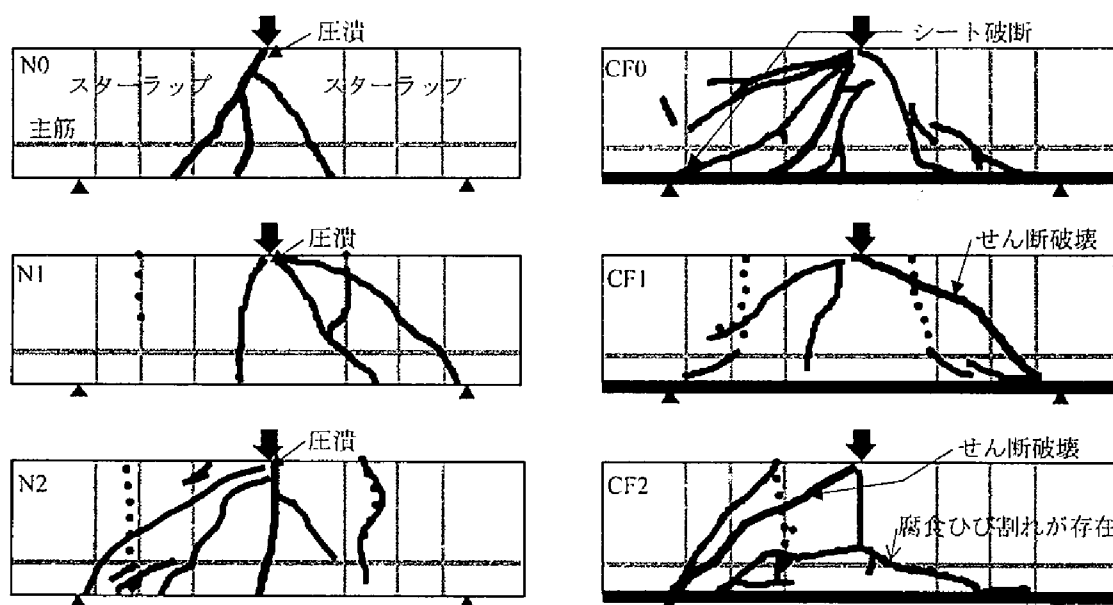


図 4.8 載荷終了後のひび割れ状況 (点線は腐食ひび割れ)

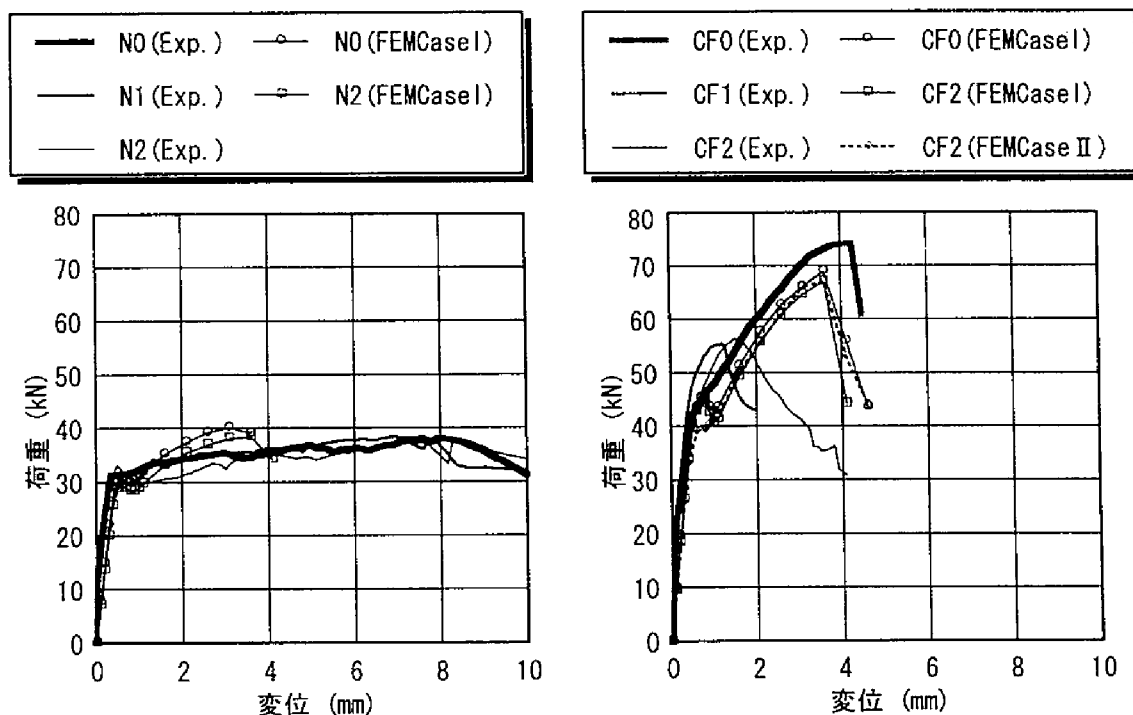


図 4.9 荷重-変位曲線

## (2) 荷重-変位曲線

各供試体の荷重-変位曲線を有限要素解析結果とともに図 4.9 に示す。

無補強供試体の実験結果から、質量減少率約 8%までの電食では、降伏荷重および最大荷重に与える影響は小さいことがわかる。また、ポストピーク以降の変形挙動にもそれほど大きな差は見られず、鉄筋の引張試験で見られた腐食鉄筋の伸び能力低下が、静的な変形性状に影響を与えるまでのものではないと言える。

炭素繊維シート補強供試体の実験結果から、降伏荷重(約 40kN)は、腐食段階によらずほぼ同じであり、炭素繊維シートで曲げ補強した部材では、補強効果に与える鉄筋腐食の影響は小さい。しかし、荷重 40kN 付近で目視によりせん断ひび割れの発生が確認でき、せん断補強筋の腐食にともなうせん断ひび割れ幅の拡幅が一因となったと思われる荷重低下が生じたため、最大荷重については鉄筋腐食の影響は評価できなかった。また、せん断ひび割れが支配的になり、曲げひび割れがほとんど発生しなかったことから、荷重 40kN 付近以降の傾きは腐食段階 1 および 2 の方が、健全供試体よりも大きくなった。

今回の電食による腐食のモデル化に対し、塩水散水環境下で主鉄筋が腐食した曲げ部材に対して載荷実験を行った結果<sup>13)</sup>では、2 本の引張主筋のうち大きい方の腐食量を質量減少率としているものの、質量減少率約 4%程度で最大荷重が、一方向曲げ載荷で約 10%、正負交番載荷で約 20% 低下し、また靱性が顕著に低下している。本検討のような電食よりも塩化物存在下での腐食の方が、局所的な著しい断面欠損が生じたことで、最大荷重および靱性の低下が生じたものと考えられる。また、この研究では、2mm 以上に達する腐食ひび割れが観察されており、鉄筋とコンクリートの付着が著しく低下し、曲げ変形挙動に影響を与えているものと思われる。このことから、

本検討の電食では、曲げ挙動に影響を与えるまでの鉄筋とコンクリートの付着低下が生じていなかったと考えられる。しかし、用いた供試体のせん断スパン有効高さ比が比較的小さく、最大曲げモーメント断面と防錆処理を行った健全な鉄筋定着部までの距離が短かったことから、主筋に発生するひずみに対してすべり量が小さくなり、付着劣化の影響が現れなかった可能性もある。さらに、炭素繊維シート曲げ補強部材中の鉄筋腐食が、補強効果に与える影響を塩化物存在下の促進腐食によって検討した研究<sup>14)</sup>では、健全な曲げ補強部材よりも最大荷重で 12%、変形量で 17% 低下している。したがって、実際の塩害環境下での鉄筋腐食が炭素繊維シート曲げ補強部材の曲げ変形性能に与える影響を評価するためには、さらなる検討が必要である。

一方、有限要素解析結果の降伏荷重および最大荷重は、無補強、炭素繊維シート補強供試体ともに、実験結果を良く捉えている。また、腐食を考慮したものは、鉄筋の断面欠損によって最大荷重が若干小さくなっている。なお、炭素繊維シート補強供試体の解析結果では、スパン中央から支点位置までの炭素繊維シートがすべて剥離する結果となったが、支点外を含めて張り付けているために荷重低下は生じず、最終的に上縁コンクリートが圧潰することにより終局に至る結果となった。

### (3) 初期剛性

次に、鉄筋腐食が荷重-変位曲線の初期剛性に与える影響を検討するために、図 4.9 の変位 1.5mm 付近までの部分を取り出したものを図 4.10 に示す。

実験結果では、無補強供試体、炭素繊維シート補強供試体ともに荷重 30kN 付近までの初期剛性に与える電食の影響はほとんど見られない。ただし、炭素繊維シート補強供試体では、電食したものの方が、30kN から 45kN 付近の傾きが大きくなっている。ひび割れの状況からもわかるように、曲げひび割れが少なく、せん断ひび割れが支配的になったことが影響していると考えられる。

解析結果は無補強供試体、炭素繊維シート補強供試体ともに、実験結果より曲げひび割れ発生時(15kN 付近)までの剛性が小さいが、本解析では、Case I および Case II いずれも曲げひび割れを模した仮定のひび割れ要素を導入しており、これが実験でのひび割れの分散形態と異なり、曲率分布が変化するため変形量に差が生じたものと考えられる。しかし、曲げひび割れ発生後の剛性は良く捉えていることがわかる。また、Case I の鉄筋とコンクリートの付着劣化を考慮したものと Case II の腐食ひび割れ要素を導入したものでは、Case I の健全なものよりも若干剛性が小さい。一方、Case I の付着特性を低減したものと Case II の腐食ひび割れを導入したものでは、荷重 30kN 付近までの傾きには差が見られないが、それ以降から 40kN 付近の傾きは Case II の方が小さくなっている。腐食ひび割れによりアンボンド化し、これより下のひび割れが生じていないコンクリートの引張力負担が減少しているためである。ただし、鉄筋降伏後の炭素繊維シートへの引張力の分担が大きくなる領域での傾きはほぼ同じとなった。本解析では、一様腐食により軸方向および幅全長にわたる付着劣化、腐食ひび割れを仮定しているが、離散型の付着あるいはひび割れ要素は、局所的な付着劣化および腐食ひび割れが生じる場合にも適用できるため、より詳細なシミュレーションが可能となるものと考えられる。

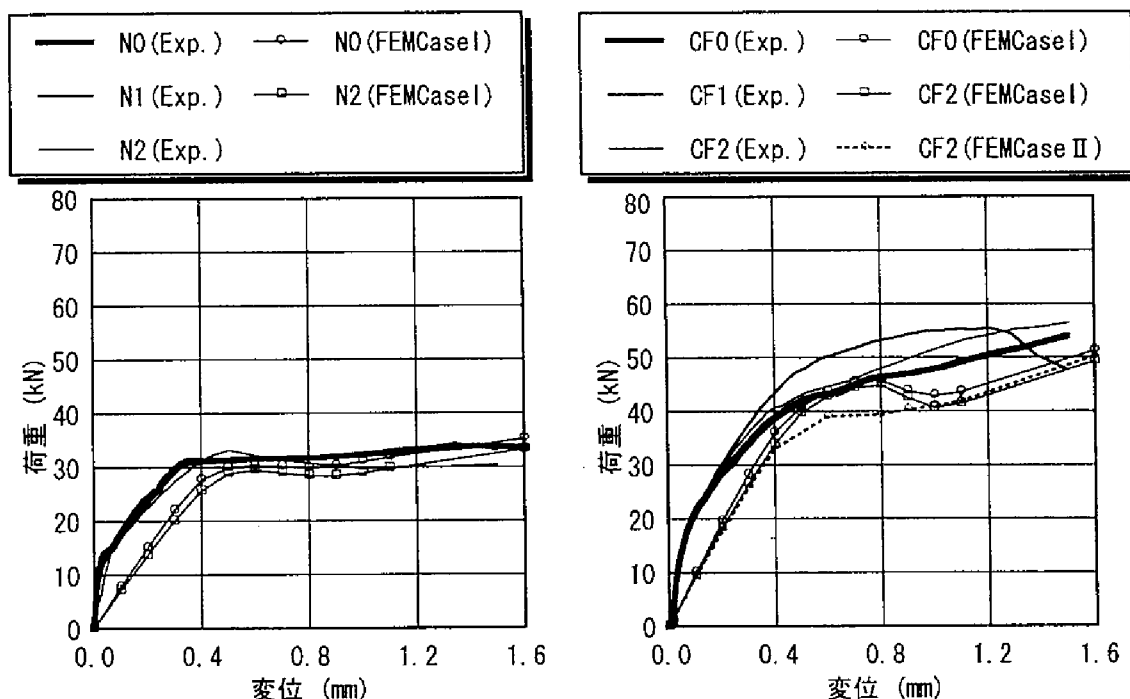


図 4.10 荷重-変位曲線(初期段階)

#### (4) 炭素繊維シートひずみの軸方向分布

スパン中央と中央から 100mm 位置での炭素繊維シートひずみを有限要素解析結果とともに図 4.11 に示す。なお、せん断ひび割れ発生後は、せん断ひび割れがせん断スパン内シートのひずみに与える影響が大きくなるため、荷重 40kN までの領域を記した。

実験結果では、炭素繊維シートのひずみは、同一荷重において、腐食が大きなものほど、スパン中央では小さく、逆に 100mm 位置では大きくなっている。これをスパン中央から 0mm, 25mm, 50mm, 100mm の位置で測定した炭素繊維シートのひずみの標準偏差で見ると、図 4.12 に示すように、腐食段階が進むにしたがって同一荷重時の標準偏差が小さくなる傾向にあり、炭素繊維シートに作用する引張応力が軸方向に均一化していることがわかる。断面高さ方向を横切る腐食ひび割れの存在によって、腐食ひび割れよりも下の部分がアンボンド化したことによる影響であると考えられる。このような炭素繊維シートに作用する応力の分布変化は、曲げ補強効果に影響を与える可能性がある。

解析結果は、Case I の健全と付着特性を低減したものでは、100mm 位置のシートひずみに差は見られず、スパン中央ではむしろ付着を低減したものの方が大きくなっている。これは、付着劣化を導入したことにより、中央のひび割れ幅が健全よりも大きくなったためであると考えられる。これに対し、Case II の腐食ひび割れ要素を導入したものは、スパン中央のシートひずみが小さく、100mm 位置のシートひずみが大きくなるという傾向を捉えている。本解析では、腐食ひび割れがスパンおよび部材幅全体にわたって一様に分布し、また腐食ひび割れの要素特性が線形であると仮定しているため、炭素繊維シートひずみの実験値との一致は得られなかったが、腐食ひび割れ要素を導入することによって、腐食ひび割れによるアンボンド化の傾向を表現できたもの

と考えられる。

今後、このような離散型の要素を用いることにより、今回のような一様な腐食、付着劣化および腐食ひび割れの分布だけでなく、局所的な腐食の影響も考慮でき、より詳細なシミュレーションが可能となると思われる。

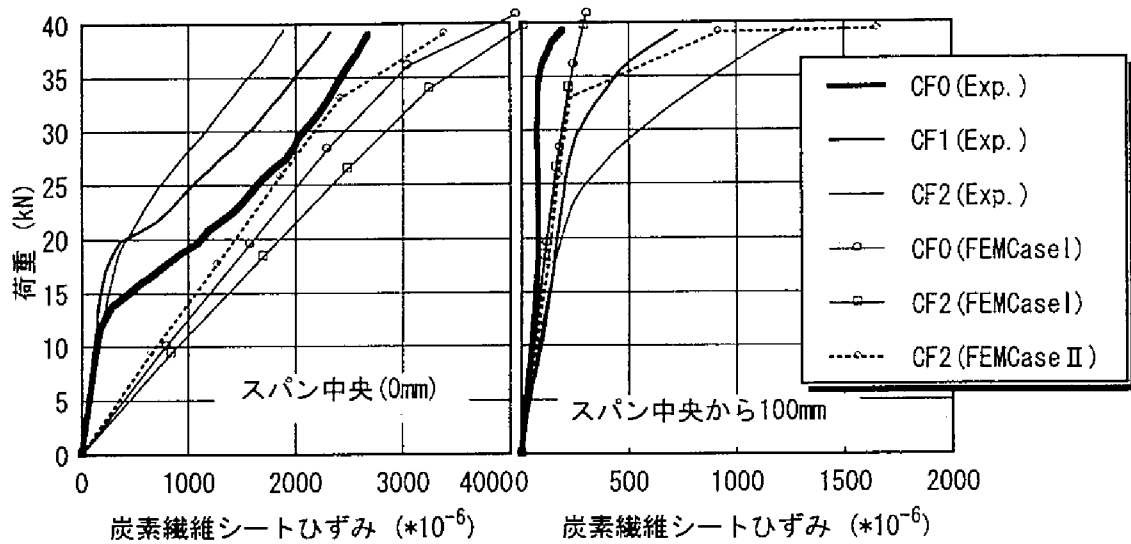


図 4.11 炭素繊維シートのひずみ

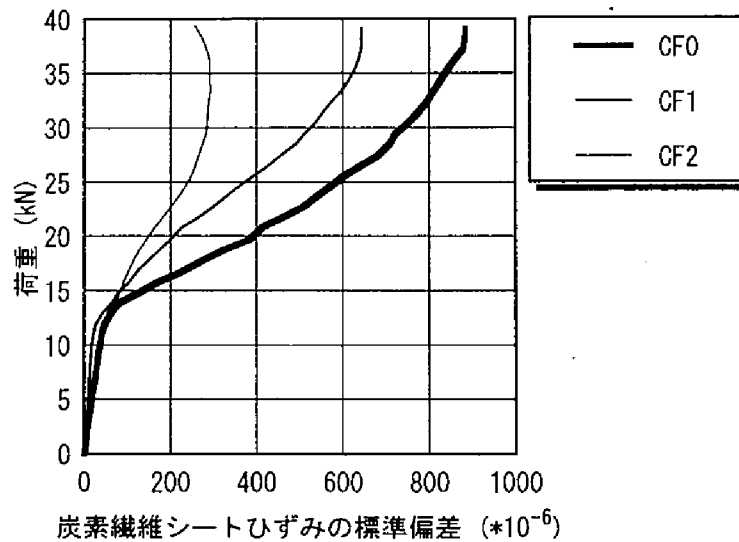


図 4.12 炭素繊維シートひずみの標準偏差



### 4.3 炭素繊維シート横拘束曲げ部材の変形挙動に与える鉄筋腐食の影響

前節では、断面力の引張力を引張主筋とともに炭素繊維シートが負担することで、曲げ耐力の向上を期待する炭素繊維シート曲げ補強部材の曲げ変形挙動に与える鉄筋腐食の影響を検討した。一方で、コンクリート橋脚等の柱部材の周方向に炭素繊維シートを巻立て、曲げ圧縮部コンクリートを横拘束することによって、コンクリートの圧縮靱性を改善し、部材の塑性変形性能を向上させることを目的とする靱性補強がある。靱性補強の場合、横拘束効果による曲げ圧縮部コンクリート終局ひずみの増加に対して、十分な引張主鉄筋の伸びが必要となる<sup>15)</sup>。しかし、塩害に起因する鉄筋腐食によって、鉄筋の機械的性質、特に伸び能力の低下が生じている場合、曲げ圧縮部のコンクリートが圧潰する前に引張主鉄筋が破断し終局に至る可能性がある。このような破壊形式は、一般的に急激な荷重低下をともなった脆性的な破壊形態であり、補強により得られた変形性能が低下することが懸念される。

そこで本節では、あらかじめ腐食させた鉄筋を用いて作製した炭素繊維シート横拘束曲げ部材に対し、正負交番曲げ載荷試験を行い、補強部材の変形挙動を検討することにより、鉄筋腐食が生じた部材の変形性能改善を目的とした靱性補強の適用可否、ならびに靱性補強部材の変形性能の経時的な挙動に与える鉄筋腐食の影響について知見を得ることを目的とした。

#### 4.3.1 実験概要

##### (1) 供試体

供試体として、図 4.13 に示す幅×高さ×スパン長(全長)=100×200×1400mm(1600mm)の 2-D10(SD295A)複鉄筋はりを用いた。この供試体の引張鉄筋比は 0.81%であり、コンクリートの目標配合強度 $f_{cr}$ は 30N/mm<sup>2</sup>とした。

鉄筋腐食供試体の作製にあたっては、半円形フック部分を含めた全長 1820mm の鉄筋のうち、中央部の曲げ区間 700mm に 3%の塩水を室温約 10℃の実験室内で散水することにより、曲げ区間のみをあらかじめ腐食させた鉄筋を用いた。なお、圧縮鉄筋についても同様に腐食させた。この曲げ区間 700mm の腐食量については(2)で述べる。

また、炭素繊維シートは、図 4.14 に示すように、曲げ区間 700mm のみにスパイラル状に巻き立てた。炭素繊維シートの横拘束量については(2)で述べる。なお、炭素繊維シートによる横拘束効果を明確にする目的で、曲げスパン内に既存部横拘束筋は配さなかった。

一方、せん断補強筋量に関しては以下のようにして決定した。RC はりでは、一方向載荷で曲げ破壊するように部材を設計しても、大変形領域下で正負交番繰返し荷重を受ける場合には、コンクリートの負担せん断力が著しく低下し、最終的にはせん断力によって耐力低下を生じる可能性がある。しかし、今回の供試体について、現行の土木学会コンクリート標準示方書[設計編]<sup>16)</sup>にしたがってせん断補強筋量を決定した場合、必要せん断補強筋量は鉄筋比に関係なく、「6.3.8 構造細目」による最小せん断補強筋量となる  $s_s=d/2$  ( $d$ :有効高さ)で配筋することになった。本検討の供試体の場合、 $s_s$ =約 90mm、 $p_w$ =0.70%となる。一方、既往の研究<sup>17)</sup>によれば、上記のせん断補

強筋比  $p_w$  の 2 倍のせん断補強筋量( $s_s=45\text{mm}$ ,  $p_w=1.41\%$ )を適用した場合、曲げ破壊し荷重低下が生じる領域でもせん断補強筋が降伏しないことが報告されている。そこで、部材の曲げ変形性状を検討する本研究の目的と、曲げ圧縮部の炭素繊維シートによる横拘束効果により曲げ破壊が急激には生じないことを考慮し、せん断破壊に対して安全側とするために、せん断補強筋を  $s_s=45\text{mm}(p_w=1.41\%)$  で配筋した。この場合、終局せん断耐力  $V_u$  は  $69\text{kN}$  であり、せん断耐力比  $V_u \cdot a / M_u$  は  $5.3$  となった。

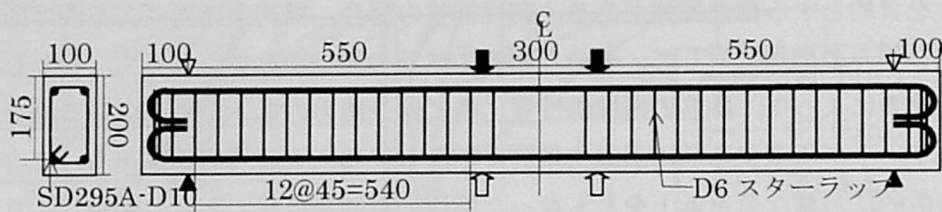


図 4.13 供試体形状・寸法 (単位:mm)

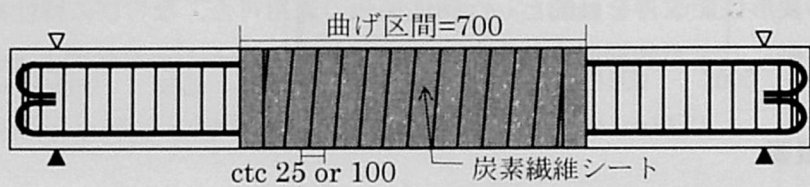


図 4.14 炭素繊維シート補強供試体 (単位:mm)

## (2) 実験要因

### a) 鉄筋の腐食量

鉄筋の腐食量を表す指標には、腐食面積率、断面欠損率あるいは質量減少率などが挙げられる。いずれも既存コンクリート部材のかぶりを一部除去する必要がある、特に質量減少率は鉄筋を一部切断して取り出すことになるため、現段階では現実的ではないといえる。しかし今後、電気化学的な非破壊検査とこれらの指標との関係の定量化が期待できる<sup>13)</sup>ため、本検討では質量減少率を指標として用いた。本検討では、表 4.5 に示すように、曲げ区間 700mm の質量減少率で健全および比較的初期の腐食段階を含む 4 段階を設定した。なお、質量減少率 3.3%は、本検討のコンクリート強度およびかぶりを有する無補強供試体の場合、表面に腐食ひび割れが目視確認できる程度の腐食である。さらに、きわめて大きな腐食である質量減少率 23.0%を設定した。

表 4.5 鉄筋の腐食量

腐食段階	0	1	2	3
質量減少率 (%)	0.0	1.4	3.3	23.0

b) 炭素繊維シート横拘束量

曲げ区間 700mm への炭素繊維シート横拘束量は、表 4.6 に示すように、横拘束筋体積比 $\rho_{CF}$ で、無補強の 0%、直径 3m の円形断面橋脚に対して 6 層(目付量 300g/m<sup>2</sup>)程度巻き立てる実施工を考慮した 0.17%、さらに大きな横拘束効果が得られる領域を対象とした 0.66%の 3 種類を設定した。なお、 $\rho_{CF}=0.17\%$ の場合、炭素繊維シートの中心線間隔が 100mm となるため、シートが巻かれている部分と巻かれていない部分が存在するゼブラ状になる。用いた炭素繊維シートの機械的性質を表 4.7 に示す。

以上の要因をもとに作製した供試体一覧を表 4.8 に示す。

表 4.6 炭素繊維シート横拘束量

横拘束レベル	0	1	2
横拘束筋体積比 $\rho_{CF}$ (%)	0.00	0.17	0.66
シート(中心線)間隔 (mm)	—	100	25

表 4.7 炭素繊維シートの機械的性質

繊維目付量 (g/m <sup>2</sup> )	シート厚さ (mm)	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
200	0.111	3500	$2.3 \times 10^5$

表 4.8 供試体一覧

供試体	質量減少率 (%)	横拘束筋体積比 $\rho_{CF}$ (%)	コンクリート強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
N0	0.0	0.00	38.4
L0		0.17	
H0		0.66	
N1	1.4	0.00	39.4
L1		0.17	
H1		0.66	
N2	3.3	0.00	41.7
L2		0.17	
H2		0.66	
N3	23.0	0.00	40.1
L3		0.17	
H3		0.66	

### (3) 腐食量の測定

腐食量の測定には、供試体作製に用いた鉄筋と同一期間、同一環境で腐食させた曲げ区間に相当する長さ 700mm の鉄筋を用いた。この鉄筋について、前節 4.2.1 (2) (b) と同様に質量減少率を算出した。なお、実験要因の各腐食段階における質量減少率は、この腐食量測定によって得られた値である。

### (4) 鉄筋の引張試験

腐食量の測定に用いた長さ 700mm の鉄筋を用いて引張試験を行った。

### (5) 曲げ載荷試験

載荷は、図 4.15 に示すように、スパン長 1400mm に対し、曲げスパン 300mm の対称 2 点漸増繰返し型正負交番載荷曲げ試験とし、降伏荷重時変位 $\delta_y$ の奇数倍変位において同一変位 1 回の繰返しとした。なお、降伏荷重時変位 $\delta_y$ は、無補強健全供試体(N0 供試体)載荷時の荷重-変位曲線の屈曲点から求め、 $\delta_y=3.80\text{mm}$ とした。また、終局は、荷重-変位曲線の包絡線上の荷重低下領域で、荷重が最大荷重の 80%を下回らない最大の変位として定義した。

載荷時の荷重は、ロードセル(容量 25kN)により測定した。変位は、スパン中央に設置した変位計(容量 100mm)と両支点位置に設置した変位計(容量 50mm)により測定した。

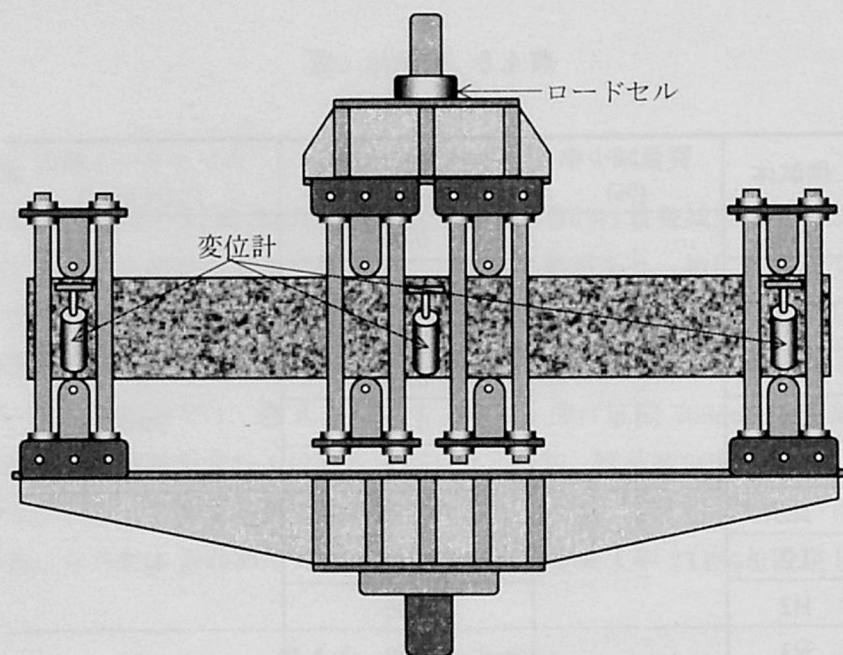


図 4.15 曲げ載荷試験および測定の状況

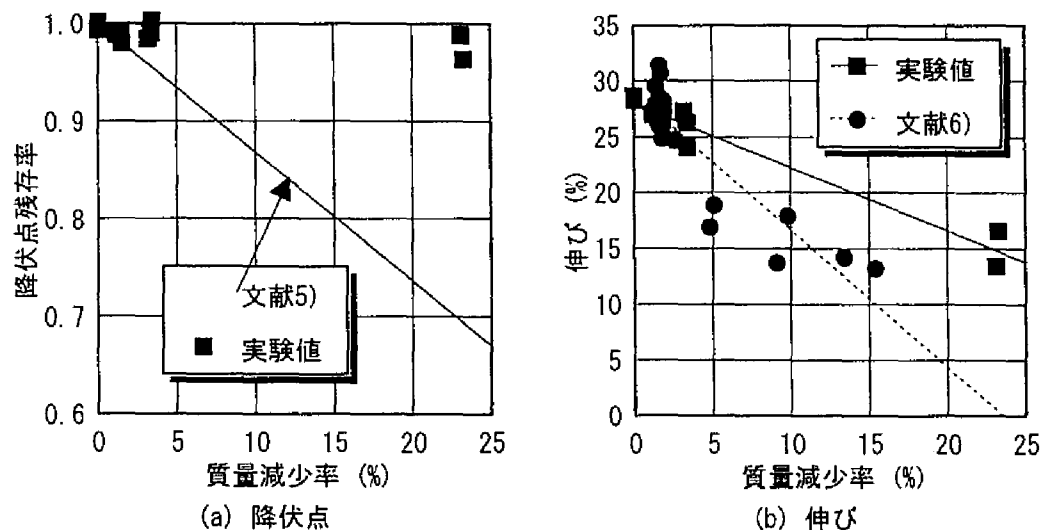


図 4.16 腐食鉄筋の機械的性質

#### 4.3.2 腐食鉄筋の引張試験

質量減少率と、塩水散布により腐食をモデル化した鉄筋の降伏点、引張強度および伸びの関係を図 4.16 に示す。前節 4.2.3 と同様に、(a)降伏点では、文献 5)に示された降伏点残存率-質量減少率関係を、(b)伸びでは、文献 6)の引張試験結果の線形回帰直線をあわせて示した。なお、降伏点および引張強度の算出には、一様腐食を仮定し、質量減少率を断面欠損率とすることにより推定した残存断面積を用いた。

文献 5)の塩化物を含むコンクリート中での鉄筋腐食では、降伏点が質量減少率とともに低下しているが、実験では質量減少率によらずほぼ一定であった。また、伸びは、質量減少率の増加とともに低下しているものの、文献 6)の低下の割合よりも小さい。コンクリート中に塩化物が存在する場合には、水分、酸素および塩化物の量や濃度が場所によって異なるため、局所的な腐食が顕著になるが、塩水散布により鉄筋のみを腐食させたことから、比較的均一に腐食が進行したものと考えられる。

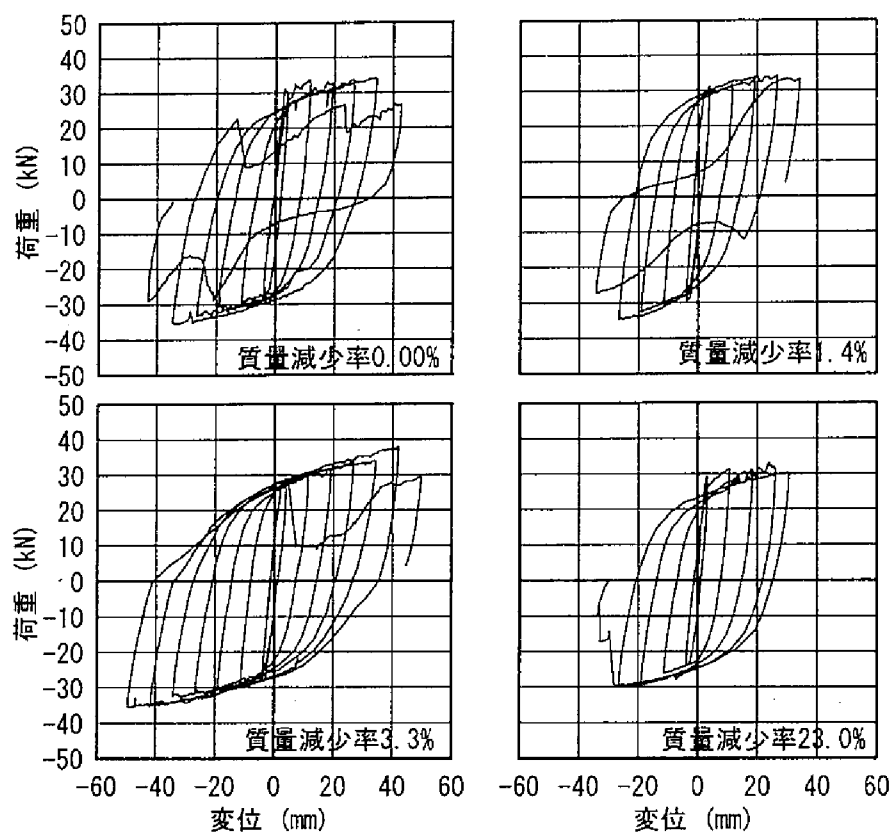
#### 4.3.3 はりの曲げ載荷試験

##### (1) 終局時破壊原因および荷重-変位曲線

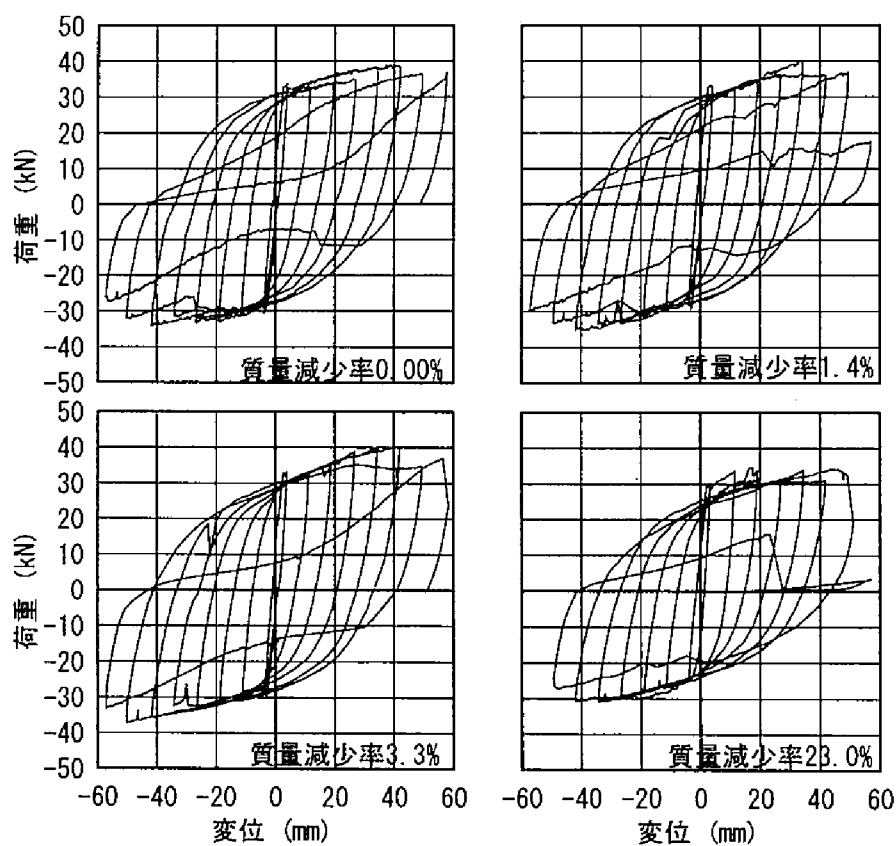
各供試体の終局時の破壊原因と荷重-変位曲線を、それぞれ表 4.9、図 4.17 に示す。

表 4.9 終局時破壊原因

供試体	終局時破壊原因	供試体	終局時破壊原因
N0	曲げ圧縮部コンクリート圧潰(118 <sub>y</sub> )	N2	曲げ圧縮部コンクリート圧潰(138 <sub>y</sub> )
L0	曲げ圧縮部コンクリート圧潰(158 <sub>y</sub> )	L2	終局に至らず(158 <sub>y</sub> )
H0	終局に至らず(158 <sub>y</sub> )	H2	終局に至らず(158 <sub>y</sub> )
N1	曲げ圧縮部コンクリート圧潰(98 <sub>y</sub> )	N3	主筋破断(98 <sub>y</sub> )
L1	主筋破断(158 <sub>y</sub> )	L3	主筋破断(138 <sub>y</sub> )
H1	終局に至らず(158 <sub>y</sub> )	H3	主筋破断(138 <sub>y</sub> )

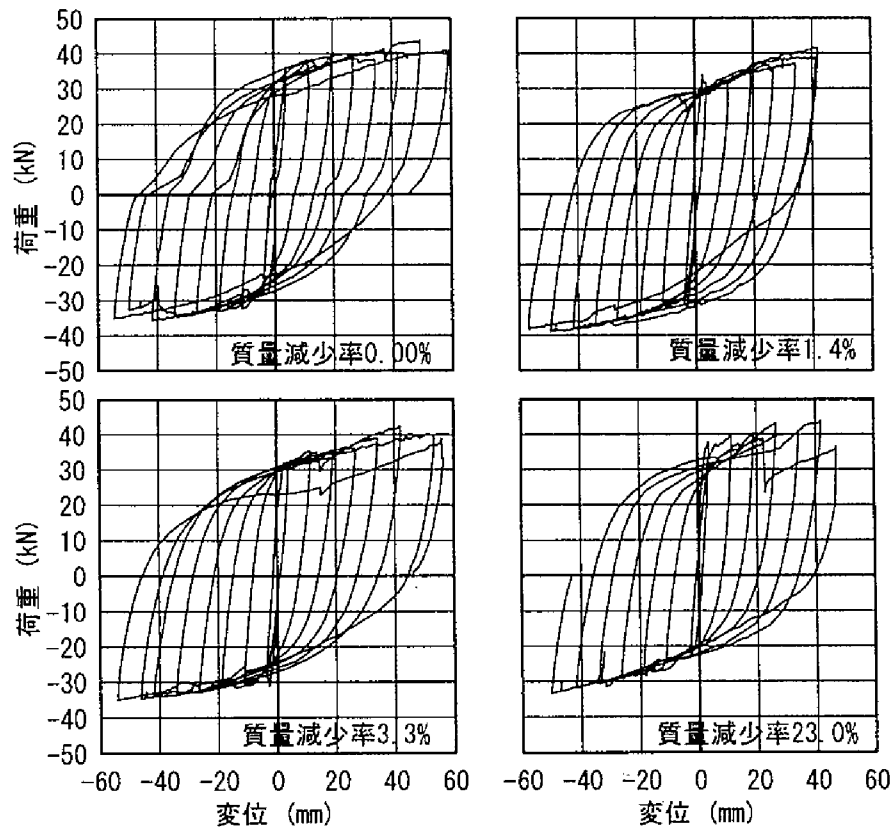


(a) 横拘束筋体積比 $\rho_{cf}=0.00\%$



(b) 横拘束筋体積比 $\rho_{cf}=0.17\%$

図 4.17 荷重-変位曲線(1)



(c) 横拘束筋体積比 $\rho_{cf}=0.66\%$

図 4.17 荷重-変位曲線(2)

無補強供試体では、質量減少率 3.3%までの供試体(N0, N1, N2)が、圧縮鉄筋の座屈をともなった曲げ圧縮部コンクリートの圧潰で終局に至った。ただし、N1 供試体は他に比べて圧縮鉄筋の座屈が急激であり、早期に荷重低下が生じた。また、N2 供試体は、N0, N1 供試体に比べて座屈の発生が遅れたため、安定した履歴ループとなっている。今回の供試体は、炭素繊維シートによる横拘束効果を明確にするため既存部横拘束筋を配していなかった。このため、座屈の発生時期および座屈による損傷程度に差が生じ、変形挙動がばらついたものと考えられる。一方、N3 供試体は、 $9\delta_y$  負方向荷重の最大変位付近で引張主筋のうちの 1 本が破断し、終局に至った。

横拘束筋体積比 $\rho_{cf}=0.17\%$ では、健全の L0 供試体が曲げ圧縮部コンクリートの圧潰で終局に至ったのに対し、L1 供試体は  $15\delta_y$  の正方向荷重上昇段階で主筋が破断し、終局に至った。また、L2 供試体は、 $15\delta_y$  荷重終了時に荷重が降伏荷重を下回らなかった。このように、腐食初期段階で終局状況に差が生じたのは、炭素繊維シートをゼブラ状に巻立てているため、炭素繊維シートを巻いている部分と巻いていない部分で拘束力に差が生じ、圧縮鉄筋の座屈およびコンクリート圧潰の程度にばらつきが生じたためであると考えられる。一方、L3 供試体は、 $13\delta_y$  正方向荷重の最大変位付近で引張主筋のうちの 1 本が破断し、終局に至った。

横拘束筋体積比 $\rho_{cf}=0.66\%$ では、質量減少率 3.32%までの供試体(H0, H1, H2)が、 $15\delta_y$  荷重終了時に荷重が降伏荷重を下回らなかった。荷重-変位曲線も  $15\delta_y$  まできわめて安定した履歴ルー



プを示している。これに対し、H3 供試体は、138<sub>y</sub> 正方向載荷中に引張主筋のうちの 1 本が破断し、終局に至った。

## (2) 最大荷重

質量減少率が最大荷重に与える影響を図 4.18 に示す。最大荷重は、正負方向載荷のうち小さい方を採用した。また、最大荷重の計算値は、平面保持を仮定した断面分割法による一方向載荷の曲げモーメント-曲率解析により得られた荷重-変位曲線から求めた。コンクリートの応力-ひずみモデルは、無補強供試体には平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編]<sup>18)</sup>のモデルを、炭素繊維シート補強部材には前章 3.3.3(3) 図 3.28 の細谷-川島モデルを用いた。また、鉄筋には平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編]<sup>19)</sup>の応力-ひずみモデルを用い、腐食が生じた鉄筋の断面積には、断面が一様に腐食したと仮定し、質量減少率を断面欠損率とすることにより推定したものを用いた。各材料の強度およびヤング係数は強度試験値を用いた。なお、鉄筋ひずみは鉄筋高さ位置のコンクリートひずみと同じとしており、付着劣化による鉄筋とコンクリート間のすべりは考慮していない。

実験値における質量減少率 3.3% までの腐食初期段階では、ばらつきは大きいものの、最大荷重の低下は認められない。しかし、質量減少率 23.0% では、無補強と横拘束筋体積比  $\rho_{cf}=0.17\%$  のものが、健全時よりも約 10% 最大荷重が低下している。これに対し、横拘束筋体積比  $\rho_{cf}=0.66\%$  のものは、最大荷重の低下は見られるものの、その割合は他より小さい。この供試体に用いた腐食鉄筋の腐食程度が異なっていた可能性もあるが、詳しい原因については不明である。

腐食鉄筋の断面欠損を考慮した計算値は、実験値よりも小さくなっているが、最大荷重低下の割合は、横拘束筋体積比  $\rho_{cf}=0.66\%$  のものを除いて、ほぼ実験値を捉えているといえる。しかし、今回の供試体は、あらかじめ塩水散布により腐食させた鉄筋を用いて作製しているため、腐食ひび割れおよび鉄筋とコンクリートの付着劣化が生じていない。したがって、コンクリート中で鉄筋の腐食が質量減少率約 20% のような大きなものに達した場合には、より最大荷重の低下が大きくなるものと考えられるため、さらなる検討が必要である。

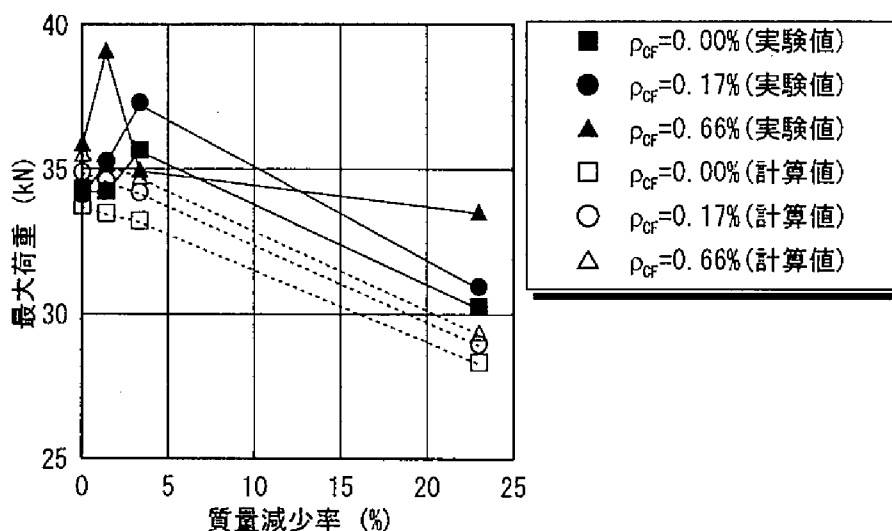


図 4.18 質量減少率が最大荷重に与える影響



### (3) 靱性

質量減少率が変位靱性率( $\mu = \delta_u(P_y) / \delta_y$ )に与える影響を図 4.19 に示す。なお、15 $\delta_y$ の载荷終了時までに終局に至らなかった L2, H0, H1, H2 供試体の変位靱性率は $\mu=15$ でプロットした。

いずれの質量減少率においても、補強供試体は、同一の質量減少率の無補強供試体よりも大きな変位靱性率を有している。一方、質量減少率 23.0%の大きな腐食量となった場合、いずれの供試体も主筋破断による終局となり、健全時に比べ変位靱性率が顕著に低下している。特に、補強供試体の変位靱性率は、健全時の無補強供試体を若干上回る程度の値となっている。

次に、質量減少率が終局時までの消散エネルギーの累積値に与える影響を図 4.20 に示す。なお、15 $\delta_y$ の载荷終了時までに終局に至らなかった L2, H0, H1, H2 供試体については、载荷終了時までの累積値を示した。

変位靱性率と同じく、いずれの質量減少率においても、補強供試体は、同一の質量減少率の無補強供試体よりも大きな消散エネルギーとなっている。一方、質量減少率 23.0%の大きな腐食量となった場合、いずれの供試体も主筋破断による終局となり、健全時に比べ終局時までに消散できるエネルギー量が低下している。ただし、補強供試体の消散エネルギーは、主筋破断時までは炭素繊維シートによる横拘束効果が作用したことにより、健全時の無補強供試体よりも大きな値となっている。

以上のことから、鉄筋腐食を生じた部材に対して靱性補強を行うことにより、変位靱性率およびエネルギー消散能の回復あるいは向上が得られる。しかし、質量減少率 20%程度となると、健全時の無補強供試体の水準、すなわち設計当初の水準からの大幅な変位靱性率の向上は期待できないといえる。したがって、設計当初以上の水準を要求される場合には、靱性補強のみでは不十分であり、曲げ補強を念頭におく必要があるものと考えられる。

また、主筋腐食に対する経時的な変形性能の維持の観点から、靱性補強を適用した部材中での腐食進行が懸念される場合には、事前に鉄筋に対する防食、脱塩あるいは再アルカリ化等の対策を講じておくべきであると考えられる。

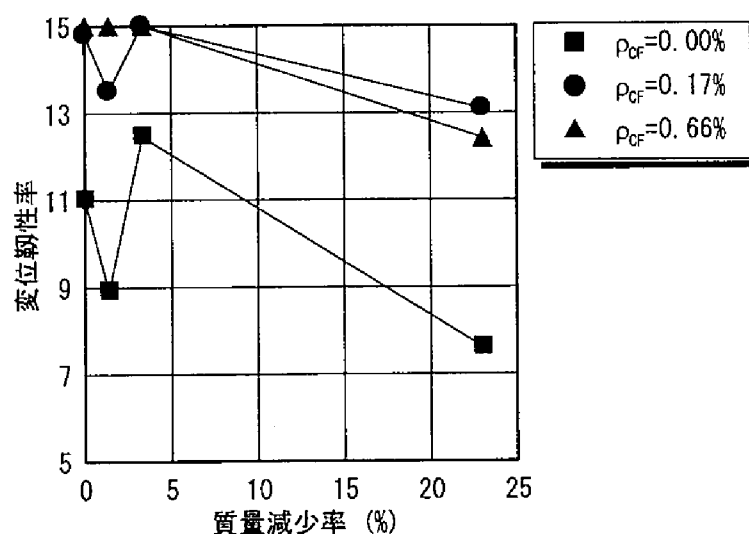


図 4.19 質量減少率が変位靱性率に与える影響

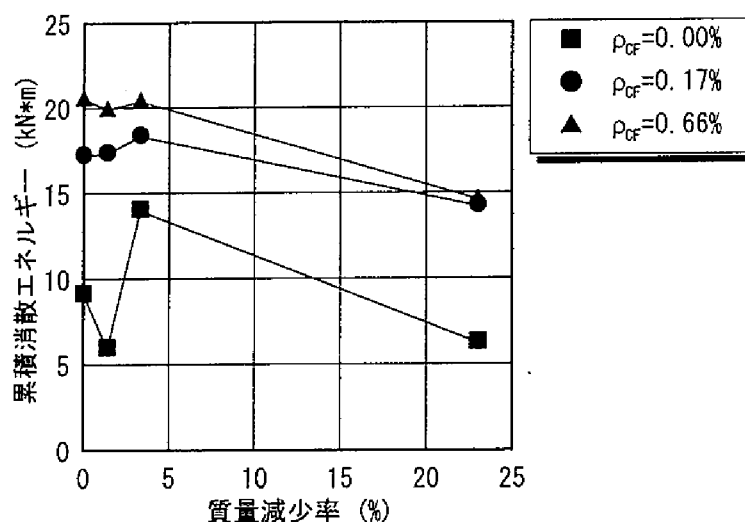


図 4.20 質量減少率が終局時までの消散エネルギーの累積値に与える影響

#### 4.3.4 腐食鉄筋を有する炭素繊維シート横拘束曲げ部材の破壊形式

##### (1) 計算仮定および方法

ここでは、部材の曲げ圧縮部上縁のコンクリートが終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ に達したときの引張鉄筋ひずみ $\epsilon_s$ を断面内の力の釣合い式を解くことにより求め、これと腐食鉄筋の引張試験から得られた伸び-重量減少率関係を比較することにより、炭素繊維シート横拘束曲げ部材の破壊形式を推定する。

また、コンクリート中の鉄筋腐食は、鉄筋の断面減少とともに鉄筋とコンクリートの付着劣化<sup>20)21)</sup>をとともなう。この場合、鉄筋とコンクリートの間にすべりが生じることから、鉄筋高さ位置のコンクリートひずみと鉄筋のひずみが一致しない。そこで、青山らの研究<sup>22)</sup>を参考に、このような鉄筋とコンクリートのすべりを考慮した場合についても検討した。

図 4.21 に示すコンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線において、ひずみ $\epsilon_c$ までの圧縮応力-ひずみ曲線に囲まれる面積を $S(\epsilon_c)$ とすると、はりの等曲げモーメント区間の断面に作用する引張力 $T$ と圧縮力 $C$ は、式(4.6)および式 (4.7)で表される。

$$T = A_s \cdot f_{sy} \quad (4.6)$$

$$C = S(\epsilon_c) \cdot b \cdot y / \epsilon_c \quad (4.7)$$

ここに、 $A_s$ :引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>),  $b$ :はり幅(=100mm),  $y$ :中立軸高さ(mm)

また、上縁コンクリートひずみが $\epsilon_c$ の時の中立軸位置 $y$ は、平面保持を仮定することにより次式で表される。

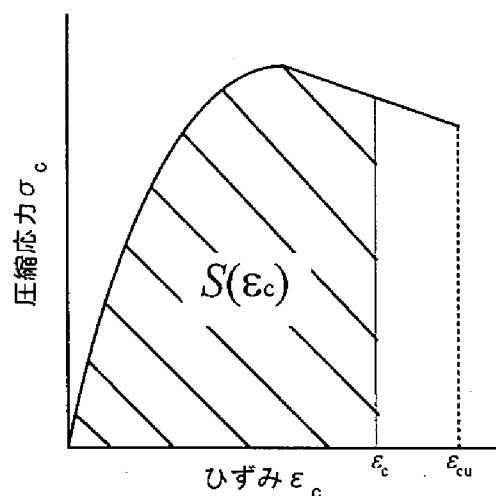


図 4.21 コンクリートの  
応力-ひずみ曲線

$$y = \frac{\varepsilon_c \cdot d}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (4.8)$$

ここに、 $d$ :有効高さ(=175.2mm)

式(4.8)を式(4.7)に代入し、式(4.6)を用いて水平方向の力の釣合( $C=T$ )を考えると、引張鉄筋ひずみ $\varepsilon_s$ は次式(4.9)で表される。

$$\varepsilon_s = \frac{S(\varepsilon_c)}{p \cdot f_{sy}} - \varepsilon_c \quad (4.9)$$

ここに、 $p$ :鉄筋比(= $A_s/(b \cdot d)$ )

一方、鉄筋腐食が生じた場合、図 4.22 に示すように、鉄筋高さ位置のコンクリートひずみと鉄筋ひずみが一致しない。そこで、アンボンド PC 部材に対して提案された式(4.10)<sup>23)</sup>によって、付着劣化区間における鉄筋とコンクリートのひずみを関係づけた。

$$\varepsilon_s = K_s \left\{ \left( \frac{1}{l} \int_0^l \varepsilon_{cs}(\xi) d\xi \right) - \varepsilon_{cs} \right\} + \varepsilon_{cs} \quad (4.10)$$

ここに、 $\varepsilon_s$ :鉄筋ひずみ、 $\varepsilon_{cs}$ :鉄筋位置のコンクリートひずみ、 $l$ :付着劣化区間長(=700mm)、 $K_s$ :付着状態を表す係数 ( $0 \leq K_s \leq 1$ )であり、 $K_s=0$  のとき鉄筋ひずみが鉄筋位置のコンクリートひずみに一致する完全付着の状態を、また  $K_s=1$  のとき鉄筋のひずみが一様分布するアンボンドの状態を表す。なお、式(4.10)は、付着劣化区間の両端においてすべりが 0 となる条件を満足する。

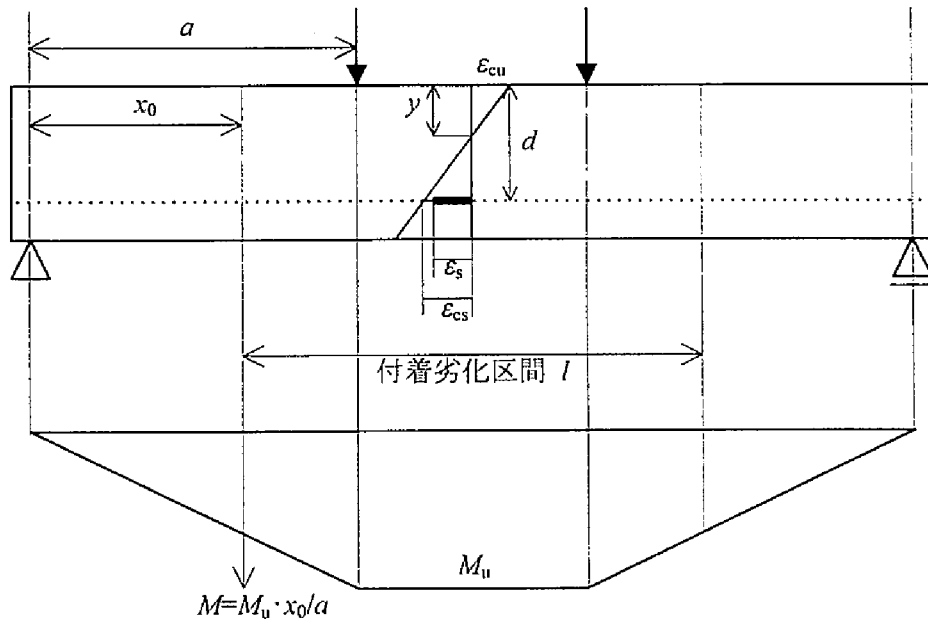


図 4.22 鉄筋腐食により付着劣化が生じた場合の断面ひずみ分布

まず、付着劣化区間の鉄筋位置コンクリートの平均ひずみを仮定(=仮定値)して、等曲げ区間断面の曲げモーメントおよび任意断面の曲げモーメントを求める。そして、その任意断面内での鉄筋位置コンクリートひずみを求め、仮定値と等しくなるように繰返し計算を行う。ここで、鉄筋とコンクリートのすべりが 0 となる付着劣化区間の端部( $x=x_0$ )の断面では、次式(4.11)が成り立つことを利用して、等曲げ区間断面の終局時引張鉄筋ひずみを求めた。

$$\left( \frac{1}{l} \int_0^l \varepsilon_{cs}(\xi) d\xi \right) - \varepsilon_{cs} = 0 \quad (4.11)$$

なお、付着状態を表す係数  $K_s$  については、日本コンクリート工学協会「コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書」<sup>24)</sup>に記されている式(4.12)により、付着強度比として鉄筋の腐食量に応じて求めた。

$$\tau_b(\text{腐食})/\tau_b(\text{健全})=e^{-0.0607 \times (\text{質量減少率}(\%))} \quad (4.12)$$

また、無拘束コンクリートには、平成 8 年コンクリート標準示方書[設計編]<sup>18)</sup>のモデルを、炭素繊維シート横拘束コンクリートには、前章 3.3.3(3)図 3.28 の細谷-川島モデルを用いた。したがって、無補強供試体の場合は  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.0035$  であり、また炭素繊維シート補強供試体の場合は、横拘束筋体積  $\rho_{CF}$  ごとにコンクリートの終局ひずみが決定する。なお、コンクリート強度は配合強度の  $f_{cr} = 30 \text{ N/mm}^2$  を用いた。

鉄筋の応力-ひずみ関係は、平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編]<sup>19)</sup>の完全弾塑性体モデルを用いた。なお、健全鉄筋の降伏点およびヤング係数は、それぞれ  $f_{sy} = 350 \text{ N/mm}^2$ 、 $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$  とし、腐食鉄筋の断面積は腐食により断面が一樣に欠損したと仮定し、質量減少率を断面欠損率とすることにより求めた。さらに、孔食の影響により鉄筋の降伏点が低下する現象を次式(4.14)<sup>5)</sup>により考慮した場合についても検討を行った。

$$f_{sy}(\text{腐食})/f_{sy}(\text{健全}) = 1.00 - 1.32 \times \text{質量減少率} \quad (4.14)$$

一方、腐食鉄筋の伸び-質量減少率関係は、前節 4.2.3 および大井<sup>6)</sup>の腐食鉄筋引張試験のデータを線形回帰により求め、以下の関係式を得た。なお、鉄筋破断に対して厳しい条件とするために、これらよりも低下の割合が小さかった本節 4.3.2 の引張試験のデータは省いた。

$$\text{腐食鉄筋の伸び} = 27.8 - 1.16 \times \text{質量減少率}(\%) \quad (4.15)$$

以上のような手法で求めた、炭素繊維シート横拘束曲げ部材の終局時の引張鉄筋ひずみおよび腐食鉄筋の伸びと質量減少率の関係を図 4.23 に示す。

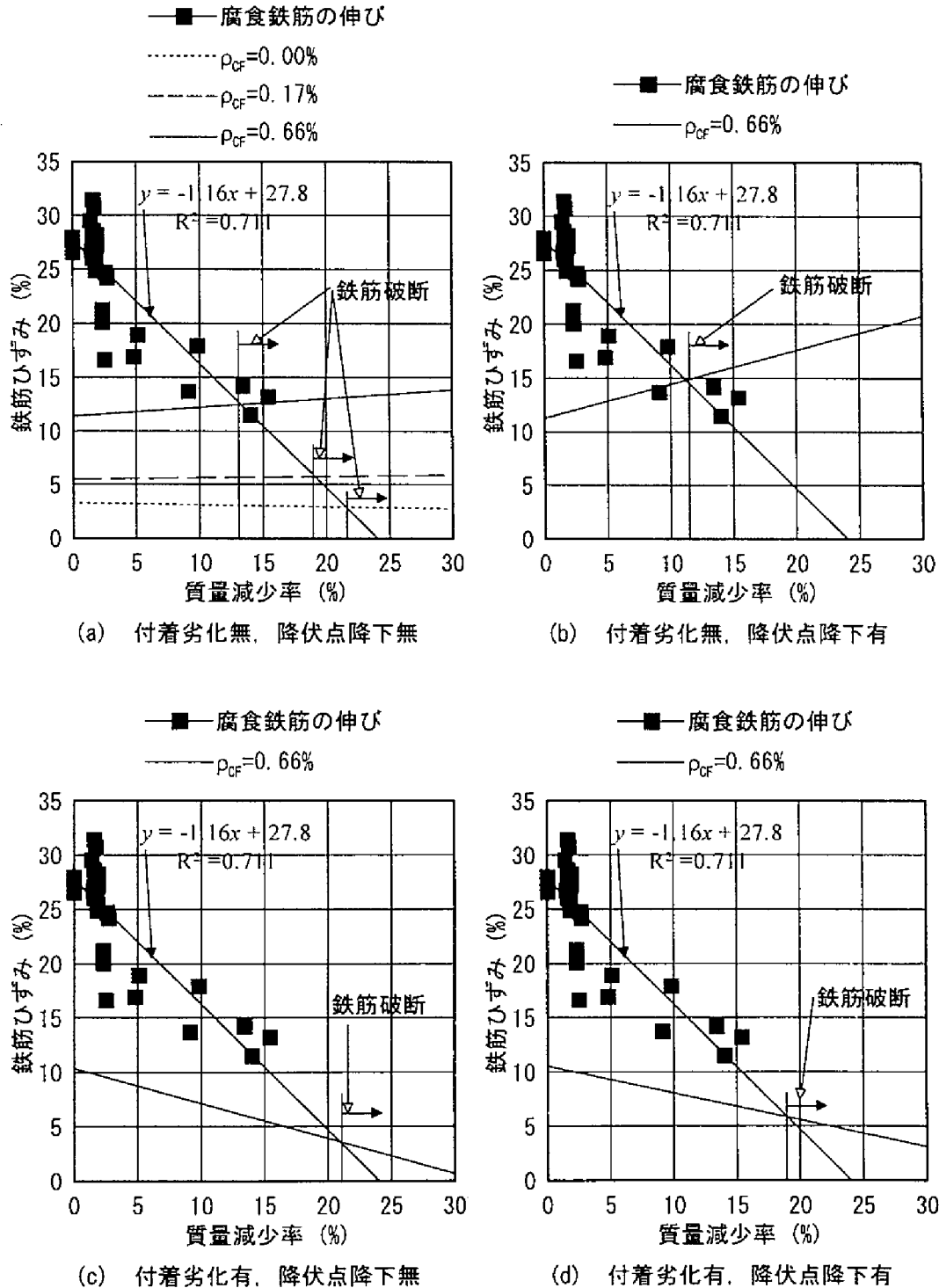


図 4.23 質量減少率が計算上の破壊形式に与える影響

## (2) 付着劣化無, 降伏点降下無

まず, 腐食による鉄筋とコンクリートの付着劣化および孔食による降伏点の低下を考慮しない場合の結果を図 4.26(a)に示す. 質量減少率の増加にともない, 終局時の引張鉄筋ひずみ $\epsilon_s$ が増加する傾向にあり, また横拘束筋体積比 $\rho_{cf}$ が大きいほどその増加の割合が大きい. これは, 腐

食にともなう鉄筋の断面減少によって、終局時の中立軸が小さくなる(上昇する)とともに、横拘束筋体積比 $\rho_{CF}$ が大きいものほど、圧縮側のコンクリートの圧縮塑性( $S(\epsilon_{cu})$ )が増加し、中立軸が圧縮縁に近くなるためである。また、横拘束筋体積比 $\rho_{CF}=0.00\%$ のとき質量減少率 21.6%以上、横拘束筋体積比 $\rho_{CF}=0.17\%$ のとき質量減少率 19.1%以上、横拘束筋体積比 $\rho_{CF}=0.66\%$ のとき質量減少率 13.3%以上となった場合、等曲げ区間上縁コンクリートの圧潰前に引張鉄筋が破断する計算結果になっており、靱性補強量が多いほど腐食量が小さい段階で破壊形式が鉄筋破断に移行することがわかる。また、これらの値は、実験において主筋破断が生じた質量減少率 23.0%よりも小さい。

### (3) 付着劣化無、降伏点降下有

次に、腐食による鉄筋とコンクリートの付着劣化は考慮せず、孔食による降伏点の低下を考慮した場合の結果を図 4.26 (b)に示す。この場合、腐食鉄筋の断面減少のみを考慮した(a)よりも、質量減少率増加にともなう終局時引張鉄筋ひずみの増加が大きく、破壊形式が引張鉄筋破断になる点が質量減少率 11.3%と小さくなった。降伏点が低下することで、終局時の断面内の圧縮領域が減少し、中立軸が圧縮縁により近づいたためである。また、鉄筋に降伏後応力( $f_{sy}$ )一定のモデルを適用していることも影響しているものと考えられる。

### (4) 付着劣化有、降伏点降下無

一方、腐食による鉄筋とコンクリートの付着劣化を考慮し、孔食による降伏点の低下は考慮しない場合の結果を図 4.26 (c)に示す。(a)、(b)とは逆に、質量減少率の増加にともない、終局時の引張鉄筋ひずみが小さくなる傾向にあり、破壊形式が引張鉄筋破断になる点が質量減少率 20.9%と大きくなった。鉄筋とコンクリートの付着が腐食により一様に低下することにより、等曲げ区間の鉄筋ひずみが完全付着のものよりも小さくなるためである。実験では、あらかじめ塩水散布・湿布により腐食させた鉄筋を用いて供試体を作製しているため、付着劣化はコンクリート中で腐食が生じた場合よりも小さいと考えられるが、質量減少率 23.0%は、仮に付着劣化が生じていたとしても主筋破断により終局に至る領域にあることがわかる。

### (5) 付着劣化有、降伏点降下有

これに対し、腐食による鉄筋とコンクリートの付着劣化と孔食による降伏点の低下を考慮した場合の結果を図 4.26 (d)に示す。腐食による鉄筋のアンボンド化の影響で質量減少率とともに引張鉄筋ひずみが低下する傾向は(c)と同じであるが、降伏点の低下を考慮しているため、破壊形式が引張鉄筋破断となる点は質量減少率 19.0%と(c)よりも若干小さくなった。

以上のように、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート横拘束曲げ部材の破壊形式の推定結果は、腐食による鉄筋とコンクリートの付着劣化を考慮する場合としない場合で、大きく異なった。また、今回の実験において適用した質量減少率 23.0%の腐食量は、炭素繊維シートの横拘束量および鉄筋とコンクリートの付着劣化に関わらず、主筋破断により終局となるきわめて厳しい腐食状況であることがわかった。したがって、炭素繊維シート横拘束曲げ部材の変形性能に与える鉄筋腐食

の影響をより定量的に評価するためには、載荷実験において、質量減少率 10%前後の追加検討が必要である。さらに、変形性能および終局時の破壊形式を精度良くシミュレートするためには、以下のような検討が必要となるものと考えられる。

1. 腐食鉄筋の孔食による局所的な伸びの低下
2. 局所的な鉄筋とコンクリートの付着劣化
3. 曲げひび割れ分散性の低下による曲率の局所化
4. 腐食ひび割れによる炭素繊維シート横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係の変化

1.は、腐食鉄筋の伸びと質量減少率の関係に関する課題である。通常、鉄筋の引張試験により得られる伸びは、引張試験区間の平均的な破断伸びを示している。つまり、引張試験区間内での各所で引張ひずみにばらつきが生じていることになる。腐食鉄筋のように、試験区間内で断面欠損の程度が各所で異なる場合には、引張ひずみのばらつきがより一層大きくなる。したがって、断面欠損を生じた付近の局所的な引張ひずみの測定手法を確立するとともに、この結果を統計的に処理して腐食鉄筋の伸びを与える必要があると考えられる。さらに、静的な引張試験結果から得られた伸びを、地震時のような低サイクル疲労荷重が作用した場合の伸びに対応させる手法についても検討する必要がある。

2.は、付着劣化モデルに関する課題である。今回は、腐食にともなう鉄筋とコンクリートの付着劣化をある区間内で一様に低下すると仮定したため、鉄筋の破断に対してきわめて安全側の評価となった。しかし、実際には、孔食を生じた近傍で局所的に付着が劣化し、等曲げ区間内で鉄筋とコンクリートのすべりに差が生じていることが考えられる。また、これらはすでに腐食ひび割れが発生している部材へ補強を行う場合と靱性補強後に腐食が生じる場合の腐食ひび割れが拘束されるような状況では、付着挙動が異なるものと考えられる。

3.は、等曲げ区間内の曲率分布を平均化して取り扱うことに関する課題である。ひび割れが発生している断面とコンクリートが引張力を負担している断面では曲率が異なっており、特に鉄筋とコンクリートの付着劣化が生じた場合には、ひび割れの分散性が低下する<sup>25)</sup>ことから、ひび割れ断面の曲率が局所的に大きくなることが考えられる。これが鉄筋の孔食位置と一致した場合、鉄筋の引張ひずみが局所化し、破断が早期に生じる可能性もある。

4.は、炭素繊維シート横拘束コンクリートの応力-ひずみ関係に与えるコアコンクリートの腐食ひび割れの影響に関する課題である。炭素繊維シート横拘束コンクリートのコアコンクリートに腐食ひび割れが生じると、有効拘束領域<sup>26)</sup>が減少することから横拘束効果が低下することが考えられるため、その終局ひずみについて検討が必要となる可能性がある。

その他、炭素繊維シートを用いて横拘束した部材中の圧縮鉄筋の挙動は、同一の拘束力で鋼板を用いて補強した場合よりも拘束剛性 EA が小さくなるため、座屈が生じやすくなるが、座屈長が長くなり、鉄筋破断による終局が、鋼板に比べて起こりにくくなるとの報告<sup>27)</sup>もあり、あわせて検討が必要であると思われる。

#### 4.4 鉄筋腐食部材への炭素繊維シート補強の適用性と力学的性能の経時変化

本章では、コンクリート構造物の劣化機構として最も重要なものの一つである鉄筋腐食を採りあげ、鉄筋腐食により性能が低下あるいは今後要求水準を満足しなくなると予想される部材に対する補強の適用性、ならびに補強後の力学的性能の経時的な変化を評価することを目的に、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート補強部材の力学的挙動を載荷実験および数値解析により検討した。

まず、炭素繊維シートを用いた曲げ補強部材の力学的性能に与える鉄筋腐食の影響を明らかにすることを目的に、電食法により引張主筋の腐食をモデル化した炭素繊維シート曲げ補強部材に対して曲げ載荷試験および数値解析を行った結果、質量減少率約 8%の腐食でも部材降伏までの補強効果に影響は認められなかった。したがって、腐食に起因する引張主筋の機械的性質が低下した部材への曲げ補強は有効であるといえる。

しかし、断面高さ方向を横切る腐食ひび割れが存在する場合、腐食ひび割れよりも下の部分がアンボンド化する傾向にあり、引張補強材である炭素繊維シートひずみの軸方向分布が均一化する傾向が、載荷実験および離散型要素を用いた有限要素解析結果から明らかとなった。このことは、腐食ひび割れを有する部材に対して、炭素繊維シートを用いて曲げ補強する場合に、炭素繊維シートの高引張強度を生かしきれず、十分な曲げ耐力の向上が得られない可能性があることを示唆している。

ただし、腐食ひび割れが顕在化した部材に対して曲げ補強の適用を検討する場合には、腐食ひび割れのひび割れ注入あるいは断面修復等の補修工法が併用されるため、曲げ耐力の向上は十分に得られるものと考えられる。

また、曲げ補強では、健全な部材に対する補強においてもせん断余裕度が小さくなることから、通常曲げ補強単独ではなくせん断補強が併用されることが多い。このせん断補強の併用は、腐食ひび割れを拘束することから、剥落などの第三者影響度に関する性能の向上とともに、曲げ補強用シートの定着性能の向上に有効である。特に、引張主筋と同時にせん断補強筋の腐食が生じている場合には、せん断補強の併用は必ず考慮すべきである。

次に、炭素繊維シートを用いた靱性補強部材の変形性能に与える鉄筋腐食の影響を明らかにすることを目的に、あらかじめ塩水散布・湿布により腐食させた鉄筋を用いて作製した炭素繊維シート横拘束曲げ部材に対して正負交番載荷曲げ試験を行った結果、質量減少率 23.0%の大きな腐食量となった場合でも、同じ腐食量の無補強部材より大きな変形性能が得られた。このことは、質量減少率 23.0%という大きな腐食を生じた部材に対して、炭素繊維シートによる靱性補強を適用することで、変形性能の回復が得られるということを示している。

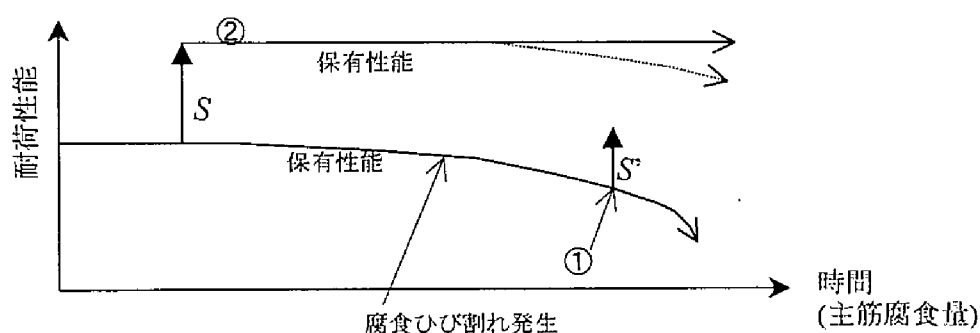
しかし、健全時あるいは質量減少率 3.3%の腐食初期段階に炭素繊維シート横拘束による靱性補強を行ったものと比べると、質量減少率 23.0%の大きな腐食量となった場合、終局が曲げ圧縮部コンクリート圧潰から主筋破断となり変形性能が低下した。特に、変位靱性率を変形性能の指標とした場合、質量減少率 23.0%の炭素繊維シート靱性補強部材の変位靱性率は、健全時の無補強部材と同程度の値まで低下した。このことから、主筋の腐食量が大きな部材に対して炭素繊維シートによる靱性補強を適用した場合、健全時の無補強部材の水準、すなわち設計当初の変形性能



の水準までの回復は可能であるが、大幅な向上は、主筋破断が先行することから期待できないといえる。したがって、要求される変形性能の水準によっては、靱性補強だけでなく、曲げ補強も念頭におく必要がある。

また、鉄筋腐食に対する変形性能の経時的な維持の観点からは、靱性補強部材中での鉄筋腐食の進行が予想される場合には、補強後の適切な維持管理を行うとともに、補強前に鉄筋腐食に対する予防保全的な対策を行うことが望ましい。

以上の検討から得られた結果の範囲内において、鉄筋腐食部材に対する炭素繊維シート補強の適用性ならびに補強により回復あるいは向上する性能の鉄筋腐食に対する経時的な変化について、曲げ補強と靱性補強にわけてまとめると、それぞれ図 4.24、図 4.25 のようになる。



① 鉄筋腐食が生じた部材への曲げ補強の適用性

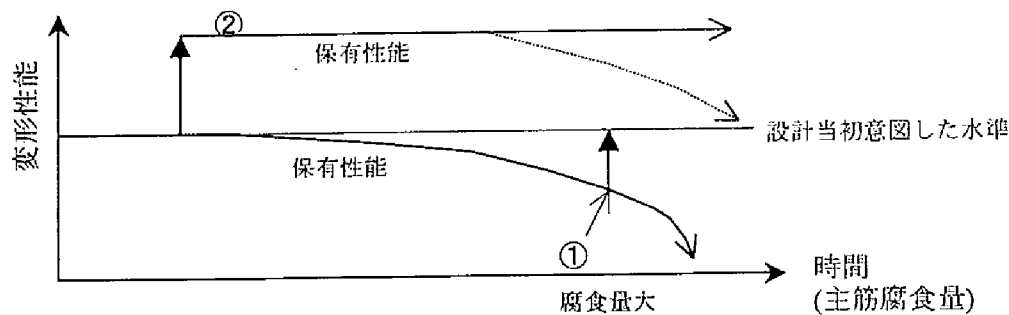
腐食ひび割れ発生後の曲げ補強において、断面高さを横切る腐食ひび割れが存在する場合には、炭素繊維シートの応力分布が変化し、健全部材に対する補強よりも曲げ耐力の向上の程度が小さくなる可能性がある。 $(S > S')$

② 鉄筋腐食に対する曲げ補強効果の経時変化

(実線)補強後の維持管理(予防保全的な鉄筋の防食対策を含む)により性能が維持できる。

(破線)補強部材中での腐食が進行すると低下する可能性がある。腐食ひび割れおよびせん断補強筋の腐食がともなう場合、低下の割合は大きくなるものと考えられる。

図 4.24 腐食部材への炭素繊維シート曲げ補強の適用性と耐荷性能の経時変化



- ① 鉄筋腐食が生じた部材への靱性補強の適用性  
腐食量の大きな部材に対して靱性補強を行う場合、設計当初の水準程度までの回復は期待できると考えられる。しかし、終局が主筋破断となるため、大幅な変形性能の向上が要求される場合には、曲げ補強の併用を念頭におく必要がある。
- ② 鉄筋腐食に対する靱性補強効果の経時的変化  
(実線)補強後の維持管理(予防保全的な鉄筋の防食対策を含む)により変形性能が維持できる。  
(破線)補強部材中での腐食が進行し、主筋の伸び能力が低下すると、特に補強量の多いものほど大きく低下する可能性がある。

図 4.25 腐食部材への炭素繊維シート靱性補強の適用性と変形性能の経時変化

## 4.5 本章のまとめ

本章では、まず、炭素繊維シート曲げ補強部材中の引張主筋の腐食を電食法によりモデル化し、静的載荷曲げ試験をもとに、補強部材の曲げ変形性能に与える鉄筋腐食の影響を検討した。また、腐食鉄筋の機械的性質および炭素繊維シート補強部材断面の電食にともなうひび割れの状況を検討した。さらに、鉄筋とコンクリートの付着劣化および腐食ひび割れに対して離散型の要素を適用した二次元有限要素解析を行い、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート曲げ補強部材の曲げ変形特性を解析的に検討した。

次に、炭素繊維シートの横拘束効果によって、曲げ圧縮部コンクリートの圧縮靱性を改善し、部材の塑性変形性能を向上させることを目的とする炭素繊維シート靱性補強部材について、あらかじめ腐食させた鉄筋を用いて作製した炭素繊維シート横拘束曲げ部材に対し、正負交番曲げ載荷試験を行い、補強部材の変形挙動を検討した。また、鉄筋とコンクリートの付着劣化を考慮した数値計算によって、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート横拘束曲げ部材の破壊形式を推定することを試みた。

以下に、本章の範囲内で得られた主な結果を示す。

- (1) 電食により腐食をモデル化した鉄筋について引張試験を行った結果、質量減少率約 13%までの腐食では、塩化物を含むコンクリート中で腐食した鉄筋のような降伏点の低下はみられなかった。しかし、伸びの低下が大きかったことから、延性材料である鉄筋では、強度よりも伸びにおいて孔食の影響を大きく受けるものと考えられる。
- (2) 電食により鉄筋腐食をモデル化した場合の断面内腐食ひび割れは、無補強供試体ではかぶり方向への腐食ひび割れが卓越していたのに対し、炭素繊維シート曲げ補強供試体では供試体側面方向へのひび割れが発生した。曲げ補強用の炭素繊維シートの有無によって、電流経路が変化したためである。
- (3) 電食により鉄筋腐食をモデル化した炭素繊維シート曲げ補強部材に対する静的曲げ試験において、部材降伏までの曲げ補強効果に与える鉄筋腐食の影響は認められなかった。ただし、曲げ補強を適用した場合には、曲げ耐力が増加し、相対的にせん断余裕度が低下するため、せん断補強筋の腐食に対して留意する必要がある。
- (4) 電食により鉄筋腐食をモデル化した炭素繊維シート補強部材では、断面高さ方向を横切る腐食ひび割れの存在により、腐食ひび割れよりも下の部分がアンボンド化する傾向にあり、炭素繊維シートひずみの軸方向分布が均一化する傾向が認められた。
- (5) 二次元有限要素解析において、離散型の要素を用い、鉄筋腐食による鉄筋断面減少および鉄筋とコンクリートの付着劣化とともに、腐食ひび割れを考慮することにより、腐食ひび割れの存在による炭素繊維シートひずみの軸方向分布の均一化を捉えることができた。このような離散型の要素は、一様な腐食、付着劣化および腐食ひび割れの分布だけでなく、局所的な腐食に適用することで、より詳細なシミュレーションが期待できるものと考えられる。
- (6) 塩水散布・湿布により腐食させた鉄筋について引張試験を行った結果、電食により腐食をモデル化した鉄筋と同様に、降伏点の低下は見られなかった。また、伸びは、質量減少率の増加とともに低下しているものの、塩化物を含むコンクリート中で腐食した鉄筋の低下の割合よりも小さかった。コンクリート中に塩化物が存在する場合には、水分、酸素および塩化物の量や濃度が場所によって異なるため、局所的な腐食が顕著になるが、塩水散水により鉄筋のみを腐食させたことから、比較的均一に腐食が進行したものと考えられる。
- (7) あらかじめ腐食させた鉄筋を用いて作製した炭素繊維シート横拘束曲げ部材に対する正負交番載荷曲げ試験の結果、質量減少率 3.3%までの腐食初期段階では、補強の有無に関わらず、健全に対する最大荷重の低下は認められなかった。これに対し、質量減少率 23.0%のきわめて大きな腐食量となった場合、健全なものに比べて最大荷重が約 10%低下した。また、腐食鉄筋の断面欠損を考慮した断面分割法により、最大荷重の低下の割合を捉えることができた。ただし、今回の供試体は、あらかじめ腐食させた鉄筋を用いて作製したものであるため、腐食ひび割れおよび鉄筋とコンクリートの付着劣化をとまなうコンクリート中での腐食に対する最大荷重の評価には、さらなる検討を要する。
- (8) 炭素繊維シート横拘束曲げ部材は、質量減少率 23.0%の腐食でも、同じ腐食量の無補強部材より大きな変位靱性率およびエネルギー消散能を有する。しかし、質量減少率 23.0%の腐食

となった場合、健全部材を補強したものよりも変位靱性率およびエネルギー消散能が小さくなり、健全時の無補強部材を若干上回る程度の値となった。このことから、質量減少率 23.0% の腐食を生じた部材の靱性補強による変形性能の回復は可能であるといえる。ただし、健全時の無補強部材の水準、すなわち設計当初の水準からの大幅な変形性能の向上を期待する場合には、曲げ補強を念頭におく必要がある。また、鉄筋腐食に対する変形性能の経時的な維持の観点から、靱性補強部材中での鉄筋腐食の進行が懸念される場合には、補強前に鉄筋腐食に対する対策が必要であるものと考えられる。

- (9) 曲げ圧縮部上縁コンクリートが終局ひずみに達したときの引張主筋ひずみと腐食鉄筋の伸びの関係から、炭素繊維シート横拘束曲げ部材の破壊形式を推定したところ、炭素繊維シートの横拘束量が多いものほど腐食が小さい段階で終局が主筋破断となることがわかった。しかし、腐食による鉄筋とコンクリートの付着劣化を考慮する場合と考慮しない場合では、曲げ圧縮部コンクリート圧潰から主筋破断に変化する質量減少率の値に大きな違いがみられた。また、実験において適用した質量減少率 23.0% の腐食は、炭素繊維シートの横拘束量および鉄筋とコンクリートの付着劣化に関わらず、終局が主筋破断となる腐食量であることがわかった。

## 参考文献

- 1) 例えば、宮川 豊章，上田 隆雄：コンクリート構造物へのデサリネーションおよび再アルカリ化工法の適用，コンクリート工学，Vol.38，No.3，pp.9-16，2000.3.
- 2) Pritpal S. Mangat and Mahmoud S. Elgarf：Flexural Strength of Concrete Beams with Corroding Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol.96, No.1, pp.149-158, 1999.1-2.
- 3) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の腐食・防食に関する試験方法ならびに規準(案)，JCI-SC1，pp.1，1987.4.
- 4) 小林 豊治，米澤 敏男，出頭 圭三：コンクリートの耐久性シリーズ 3 鉄筋腐食の診断，森北出版，1993.
- 5) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書，pp.43-45，1998.10.
- 6) 大井 孝和：コンクリート円柱供試体に埋設した鉄筋の腐食実験結果 - (続)鉄筋腐食進行の評価について -，第 25 回セメント・コンクリート研究討論会論文報告集，pp.111-116，1998.10.
- 7) 児島 孝之，高木 宣章，日比野 憲太，中島 忠男：連続繊維シートによりせん断補強した RC はりの挙動解析，土木学会関西支部年次学術講演概要，V-21-1,2，2000.6.
- 8) 日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会報告書，pp.322-330，1999.5.
- 9) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書，pp.47-49，1998.10.

- 10) 劉 玉擎, 彦坂 熙, 亀山 好秀, 原田 拓也: 炭素繊維シートで補強された RC 部材の破壊挙動の有限要素解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1-6, 1998.7.
- 11) 松尾 真紀, 児島 孝之, 高木 宣章: 有限要素法による鉄筋コンクリートはりのひび割れ解析, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集第 5 部, V-254, pp.508-509, 1997.9.
- 12) 田辺 忠顕, 檜貝 勇, 梅原 秀哲, 二羽 淳一郎: コンクリート構造, pp.115, 朝倉書店, 1985.6.
- 13) 尾崎 健, 服部 篤史, 宮川 豊章: 各種 RC 部材の塩害による劣化過程に関する基礎的研究, 平成 12 年度土木学会関西支部年次学術講演概要, V-28-1,2, 2000.6.
- 14) John F. Bonacci and Mohamed Maalej : Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer for Rehabilitation of Corrosion Damaged Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.97, No.5, pp.703-711, 2000.9-10.
- 15) 山本 貴士, 服部 篤史, 宮川 豊章, 藤井 学: 各種連続繊維横拘束筋による曲げ部材の靱性改善効果, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 5 部, V-463, pp.924-925, 1996.9.
- 16) 土木学会: 平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp.71, 1996.3.
- 17) 中田 聖志: 正負交番繰返し荷重下の RC はり部材の累積消散エネルギーに関する基礎的研究, 京都大学卒業論文, 1991.2.
- 18) 土木学会: 平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp.23-24, 1996.3.
- 19) 土木学会: 平成 8 年制定コンクリート標準示方書[設計編], pp.36-37, 1996.3.
- 20) Kyle Stanish, R. D. Hooton, and S. J. Pantazopoulou : Corrosion Effects on Bond Strength in Reinforced Concrete, ACI Structural Journal, Vol.96, No.6, pp.915-921, 1999.11-12.
- 21) YuBun Auyeung, P. Balaguru, and Lan Chung : Bond Behavior of Corroded Reinforcement Bars, ACI Material Journal, Vol.97, No.2, pp.214-220, 2000.3-4.
- 22) 青山 敏幸, 下村 匠, 丸山 久一: 塩害により鉄筋が腐食した RC 部材の曲げ性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.2, pp.883-888, 1998.7.
- 23) 梅原 秀哲, 田辺 忠顕, 吉田 弥智: 鋼材の付着状態を考慮した PC ラーメンの履歴挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.396/V-9, pp.89-98, 1988.8.
- 24) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書, pp.47-51, 1998.10.
- 25) Okada, K., Kobayashi, K., and Miyagawa, T. : Influence of Longitudinal Cracking Due to Reinforcement Corrosion on Characteristics of Reinforced Concrete Members, ACI Structural Journal, pp.134-140, 1988.3-4.
- 26) J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park : Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.114, No.8, 1986.8.
- 27) 澤田 吉孝, 幸左 賢二, 藤井 康男, 鈴木 直人: 炭素繊維巻立て補強橋脚の変形性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.235-240, 2000.6.



## 第5章 結論

本論文は、コンクリート構造物のシナリオを設定するうえで重要な維持管理のうち、補強に着目し、補強により回復あるいは向上する性能とその時間的な挙動について評価することを目的としたものである。補強工法として、まず軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て工法を検討対象とし、これにより回復あるいは向上する性能を評価した。次に、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート補強部材の性能を検討することで、鉄筋腐食部材への炭素繊維シート補強の適用性ならびに補強部材の性能の経時的な挙動について評価した。

以下に、各章より得られた結論を総括する。

「第3章 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強」では、コンクリート橋脚を対象とした補強工法としての軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て工法の適用性を、本工法により回復あるいは向上する力学的性能を評価することにより検討した。

まず、コンクリート巻立て工法において存在する既存部と補強部コンクリート打継面の性状が、通常のコンクリート巻立て補強部材ならびに軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材の曲げ変形挙動に与える影響を検討した。これによって、確認した一体性を確保できる打継面処理を適用した軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強供試体に対して正負交番載荷曲げ試験を行い、補強部材の曲げ変形挙動を検討した。補強の方針として、曲げ耐力の増加およびエネルギー靱性の確保にくわえて、復元特性の改善を得ることにより、地震荷重に代表される外力作用後の補修性、耐久性、美観および視覚的安全性を向上させることを考慮した。

以下に、本章の範囲内で得られた主な結果を示す。

- (1) 既存部と補強部コンクリート打継面処理として、既存部材表面への凝結遅延剤使用による骨材洗出しを適用したコンクリート巻立て補強供試体について、正負交番載荷曲げ試験ならびに打継面に離散型の付着要素を適用した二次元有限要素解析を行った結果、今回用いた程度の打継面処理による付着性状であれば、一体化部材としての挙動が得られると判断できた。
- (2) 既存部と補強部コンクリートの打継面を完全付着無とした場合、通常のコンクリート巻立て補強では打継面処理有よりも初期剛性が小さくなるとともに、曲げ降伏後せん断破壊を生じた。この初期剛性の低下については、打継面に離散型の付着要素を適用した二次元有限要素解析によって定性的に捉えることができた。また、せん断スパン内で既存部よりも補強部が負担するせん断力が大きくなることが明らかとなった。したがって、通常のコンクリート巻立て補強では、既存部と補強部コンクリート打継面の処理は確実に行う必要がある。

- (3) 軸方向プレストレスを導入したコンクリート巻立て補強において打継面を完全付着無とした場合も、曲げ降伏後せん断ひび割れが顕著になったが、プレストレスによりひび割れの拡幅が抑制され、打継面処理有および無と同程度の靱性が得られた。また、補強部緊張材への緊張力が同じ場合、打継面処理有および無よりも完全付着無の方が、補強部コンクリートへのプレストレス導入量が大きくなり、復元特性の改善効果が大きくなった。したがって、軸方向プレストレスがせん断耐力に与える影響をより詳細に設計に取り入れることができれば、打継面を完全付着無として軸方向プレストレスを導入する方法は、変形回復性能の向上の観点から、積極的に採用すべき構造形式となりうる可能性がある。ただし、打継面処理有および無に比べせん断ひび割れが顕著であることから、外力作用後の補修性、劣化因子の侵入抵抗性、美観および視覚的な安全性が要求される場合には、既存部と補強部コンクリート打継面の処理を行う必要がある。
- (4) 補強部コンクリートに導入される軸方向プレストレスの量は、既存部と補強部コンクリート打継面を完全付着と仮定することにより算定可能である。また、既存部と補強部コンクリート打継面に離散型の付着要素を適用した二次元有限要素解析によって、軸方向プレストレスの分布を把握することができる。
- (5) コンクリート巻立て補強部コンクリートへの軸方向プレストレスの導入量が大きいほど、ひび割れ発生荷重が増加し、せん断ひび割れが減少する。したがって、軸方向プレストレスの導入は、外力作用後の補修性が向上するとともに、ひび割れの復元性が向上し、劣化因子の侵入抵抗性、美観あるいは視覚的安全性に対して有効である。
- (6) 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材は、補強部軸方向筋として高引張強度材料を使用しているため、同程度の補強筋比を適用した通常のコンクリート巻立て補強部材よりも降伏耐力、曲げ耐力が増加する。また、これらの降伏耐力および曲げ耐力は、適切な既存部と補強部コンクリート打継面処理を行っていれば、完全付着および平面保持を仮定することにより算定可能である。したがって、軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材には、従来の設計法が適用できる。
- (7) 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材は、曲げ耐力の向上によりエネルギーを吸収することによって靱性を確保する構造形式となる。また、連続繊維補強材よりも PC 鋼棒を補強部緊張材として使用した方が、より大きな靱性改善効果を得ることができる。さらに、PC 鋼棒の適用量としては、補強後の断面における断面内の引張力に対する補強部緊張材の分担力の指標として緊張率 $\lambda$ を用いた場合、靱性の改善効果が最も大きくなる $\lambda=50\%$ が最適であるといえる。
- (8) 軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強部材において、補強部緊張材として弾性領域の大きい材料を用いることによって、補強部材の復元特性が向上する。また、緊張材として PC 鋼棒を緊張率 $\lambda=50\%$ で適用し、かつ補強部横拘束筋量として横拘束筋体積比 $\rho_v=0.69\%$ を設定することにより、大変形領域での復元特性が維持できる。



「第4章 炭素繊維シート補強部材の力学的挙動に与える鉄筋腐食の影響」では、まず、炭素繊維シート曲げ補強部材中の引張主筋の腐食を電食法によりモデル化し、静的載荷曲げ試験をもとに、補強部材の曲げ変形性能に与える鉄筋腐食の影響を検討した。また、腐食鉄筋の機械的性質および炭素繊維シート補強部材断面の電食にもなうひび割れの状況を検討した。さらに、鉄筋とコンクリートの付着劣化および腐食ひび割れに対して離散型の要素を適用した二次元有限要素解析を行い、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート曲げ補強部材の曲げ変形特性を解析的に検討した。

次に、炭素繊維シートの横拘束効果によって、曲げ圧縮部コンクリートの圧縮靱性を改善し、部材の塑性変形性能を向上させることを目的とする炭素繊維シート靱性補強部材について、あらかじめ腐食させた鉄筋を用いて作製した炭素繊維シート横拘束曲げ部材に対し、正負交番曲げ載荷試験を行い、補強部材の変形挙動を検討した。また、鉄筋とコンクリートの付着劣化を考慮した数値計算によって、腐食鉄筋を有する炭素繊維シート横拘束曲げ部材の破壊形式を推定することを試みた。

以下に、本章の範囲内で得られた主な結果を示す。

- (1) 電食により腐食をモデル化した鉄筋について引張試験を行った結果、質量減少率約 13%までの腐食では、塩化物を含むコンクリート中で腐食した鉄筋のような降伏点の低下はみられなかった。しかし、伸びの低下が大きかったことから、延性材料である鉄筋では、強度よりも伸びにおいて孔食の影響を大きく受けるものと考えられる。
- (2) 電食により鉄筋腐食をモデル化した場合の断面内腐食ひび割れは、無補強供試体ではかぶり方向への腐食ひび割れが卓越していたのに対し、炭素繊維シート曲げ補強供試体では供試体側面方向へのひび割れが発生した。曲げ補強用の炭素繊維シートの有無によって、電流経路が変化したためである。
- (3) 電食により鉄筋腐食をモデル化した炭素繊維シート曲げ補強部材に対する静的曲げ試験において、部材降伏までの曲げ補強効果に与える鉄筋腐食の影響は認められなかった。ただし、曲げ補強を適用した場合には、曲げ耐力が増加し、相対的にせん断余裕度が低下するため、せん断補強筋の腐食に対して留意する必要がある。
- (4) 電食により鉄筋腐食をモデル化した炭素繊維シート補強部材では、断面高さ方向を横切る腐食ひび割れの存在により、腐食ひび割れよりも下の部分がアンボンド化する傾向にあり、炭素繊維シートひずみの軸方向分布が均一化する傾向が認められた。
- (5) 二次元有限要素解析において、離散型の要素を用い、鉄筋腐食による鉄筋断面減少および鉄筋とコンクリートの付着劣化とともに、腐食ひび割れを考慮することにより、腐食ひび割れの存在による炭素繊維シートひずみの軸方向分布の均一化を捉えることができた。このような離散型の要素は、一様な腐食、付着劣化および腐食ひび割れの分布だけでなく、局所的な腐食に適用することで、より詳細なシミュレーションが期待できるものと考えられる。
- (6) 塩水散布・湿布により腐食させた鉄筋について引張試験を行った結果、電食により腐食をモデル化した鉄筋と同様に、降伏点の低下は見られなかった。また、伸びは、質量減少率の増加とともに低下しているものの、塩化物を含むコンクリート中で腐食した鉄筋の低下の割合よ

りも小さかった。コンクリート中に塩化物が存在する場合には、水分、酸素および塩化物の量や濃度が場所によって異なるため、局所的な腐食が顕著になるが、塩水散水により鉄筋のみを腐食させたことから、比較的均一に腐食が進行したものと考えられる。

- (7) あらかじめ腐食させた鉄筋を用いて作製した炭素繊維シート横拘束曲げ部材に対する正負交番載荷曲げ試験の結果、質量減少率 3.3%までの腐食初期段階では、補強の有無に関わらず、健全に対する最大荷重の低下は認められなかった。これに対し、質量減少率 23.0%のきわめて大きな腐食量となった場合、健全なものに比べて最大荷重が約 10%低下した。また、腐食鉄筋の断面欠損を考慮した断面分割法により、最大荷重の低下の割合を捉えることができた。ただし、今回の供試体は、あらかじめ腐食させた鉄筋を用いて作製したものであるため、腐食ひび割れおよび鉄筋とコンクリートの付着劣化をとまなうコンクリート中での腐食に対する最大荷重の評価には、さらなる検討を要する。
- (8) 炭素繊維シート横拘束曲げ部材は、質量減少率 23.0%の腐食でも、同じ腐食量の無補強部材より大きな変位靱性率およびエネルギー消散能を有する。しかし、質量減少率 23.0%の腐食となった場合、健全部材を補強したものよりも変位靱性率およびエネルギー消散能が小さくなり、健全時の無補強部材を若干上回る程度の値となった。このことから、質量減少率 23.0%の腐食を生じた部材の靱性補強による変形性能の回復は可能であるといえる。ただし、健全時の無補強部材の水準、すなわち設計当初の水準からの大幅な変形性能の向上を期待する場合には、曲げ補強を念頭におく必要がある。また、鉄筋腐食に対する変形性能の経時的な維持の観点から、靱性補強部材中での鉄筋腐食の進行が懸念される場合には、補強前に鉄筋腐食に対する対策が必要であるものと考えられる。
- (9) 曲げ圧縮部上縁コンクリートが終局ひずみに達したときの引張主筋ひずみと腐食鉄筋の伸びの関係から、炭素繊維シート横拘束曲げ部材の破壊形式を推定したところ、炭素繊維シートの横拘束量が多いものほど腐食が小さい段階で終局が主筋破断となることがわかった。しかし、腐食による鉄筋とコンクリートの付着劣化を考慮する場合と考慮しない場合では、曲げ圧縮部コンクリート圧潰から主筋破断に変化する質量減少率の値に大きな違いがみられた。また、実験において適用した質量減少率 23.0%の腐食は、炭素繊維シートの横拘束量および鉄筋とコンクリートの付着劣化に関わらず、終局が主筋破断となる腐食量であることがわかった。

コンクリート構造物の供用にあって十分な性能を発揮させるために、荷重・環境作用下で時間軸に沿っていかに挙動させるか、というコンクリート構造物のシナリオをデザインするための基本思想を確立するためには、今後、本論文で取り上げた以外の荷重・環境作用および補強工法についても、補強により回復あるいは向上する性能とその耐久性能を検討し、これらを総合的に評価していく必要がある。

## 謝辞

本論文は、著者が京都大学大学院工学研究科土木工学専攻修士課程入学以来、取り組んで参りました一連の研究成果をまとめたものであります。

京都大学大学院工学研究科教授・宮川豊章先生には、本研究の遂行ならびに本論文の取りまとめにあたり、終始、熱心なご指導、ご鞭撻を賜わり、また研究者としての姿勢をご教示いただきました。衷心より感謝の意を表します。また、京都大学大学院工学研究科教授・小野紘一先生、田村武先生には、本研究の取りまとめにあたり、貴重なご指導、ご助言を賜りました。ここに、厚くお礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科元教授・故藤井學先生には、温かいご指導、ならびに博士後期課程進学への快い承諾を賜りました。深く謝意を表します。

京都大学大学院工学研究科助教授・服部篤史先生には、構造材料学研究室配属以来、常に温かいご指導を賜りましたとともに、公私にわたりお世話になりました。厚くお礼申し上げます。

立命館大学教授・児島孝之先生、東京工業大学助手・松尾真紀先生、立命館大学大学院博士後期課程・日比野憲太氏には、コンクリート構造の数値解析に関してご指導を賜りました。ここに、厚くお礼申し上げます。

大阪工業大学助教授・井上晋先生、中部大学講師・小林孝一先生、徳島大学助手・上田隆雄先生、金沢大学助手・久保善司先生、神鋼鋼線工業(株)・白濱昭二氏、東洋建設(株)・佐野清史氏、電気化学工業(株)・芦田公伸氏には、研究室を通じて温かいご支援、ご助言を賜りました。

京都大学・構造材料学研究室の学生、卒業生、関係者の皆様には、本研究の遂行にあたり、ご協力、ご支援をいただきました。特に、真邊剛典氏(現・日本道路公団)、今井拓也氏(現・大成建設(株))、阪上啓祐氏、柚本真介氏には、卒業研究を通じて多大なるご協力をいただきました。また、修士学生時に参加の機会を得ることができました日本コンクリート工学協会近畿支部「土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会」、若手コンクリート研究会ならびに「電気防食機能を有する炭素繊維シート補強工法研究会」では、多くの有益な情報を得ることができ、著者にとって大きな財産となりました。心より感謝申し上げます。

最後に、これまで著者を励ましてくれた両親に感謝の意を表し、本論文の謝辞といたします。